

Tragfähigkeit und Verformung von Stahlbetonbalken
unter Biegung und gleichzeitigem Zwang
infolge Auflagerverschiebung

Bericht erstattet von

K. Kordina

F.S. Rostásy

B. Svensvik

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Januar 1982

TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNG VON STAHLBETONBALKEN UNTER BIEGUNG UND GLEICHZEITIGEM ZWANG INFOLGE AUFLAGERVER- SCHIEBUNG

VORWORT

BEZEICHNUNGEN

1. EINLEITUNG
 - 1.1 Problemstellung
 - 1.2 Stand der Kenntnisse
 - 1.2.1 Entstehung und zeitlicher Ablauf von Zwangwirkungen
 - 1.2.2 Mitwirkung von Beton und Biegesteifigkeit
 - 1.2.3 Bemessung für reinen Zwang
 - 1.2.4 Schnittgrößen infolge Last und gleichzeitigem Zwang
2. VERSUCHE AN STAHLBETONBALKEN UNTER BIEGUNG UND KURZZEITIG EINWIRKENDEM ZWANG INFOLGE Auflager-VERSCHIEBUNG
 - 2.1 Programm der Versuche
 - 2.2 Versuchskörper
 - 2.2.1 Abmessungen
 - 2.2.2 Rechenwerte
 - 2.3 Baustoffe
 - 2.3.1 Beton
 - 2.3.2 Betonstahl
 - 2.4 Durchführung der Versuche
 - 2.4.1 Aufbau
 - 2.4.2 Belastungsprogramm
 - 2.4.3 Messungen
 - 2.5 Versuchsergebnisse
 - 2.5.1 Bruchverhalten
 - 2.5.2 Auflagerkräfte und Schnittgrößen
 - 2.5.3 Rißbildung
 - 2.5.4 Durchbiegungen
 - 2.5.5 Stahl- und Betondehnungen

3. VERSUCHE AN STAHLBETONBALKEN UNTER BIEGUNG UND
 LANGANDAUERND EINWIRKENDEM ZWANG INFOLGE AUFLA-
 GERVERSCHIEBUNG
- 3.1 Programm der Versuche
- 3.2 Versuchskörper
- 3.2.1 Abmessungen
- 3.2.2 Rechenwerte
- 3.3 Baustoffe
- 3.3.1 Beton
- 3.3.2 Betonstahl
- 3.4 Durchführung der Versuche
- 3.4.1 Aufbau
- 3.4.2 Belastungsprogramm
- 3.4.3 Messungen
- 3.5 Versuchsergebnisse
- 3.5.1 Bruchverhalten
- 3.5.2 Auflagerkräfte und Schnittgrößen
- 3.5.3 Rißbildung
- 3.5.4 Stahl- und Betondehnungen
4. ZUSAMMENFASSUNG UND FOLGERUNGEN
5. LITERATURVERZEICHNIS

V O R W O R T

Es ist bekannt, daß statisch unbestimmt gestützte Tragwerke nicht nur durch Lasten, sondern auch durch Zwangsschnittgrößen beansprucht werden. Der Zwang kann z. B. durch Setzungen, Temperaturunterschiede u.a.m. entstehen. Bei Stahlbetonbauteilen sind vor allem rasch ablaufende Zwangwirkungen von Bedeutung, weil ein Abbau des Zwangs durch die Kriechfähigkeit des Betons kaum zustande kommen kann. Zahlreiche Bauschäden sind auf Zwang zurückzuführen, die z. B. in Form breiter Risse die Dauerhaftigkeit mindern.

Es ist deshalb ein Anliegen der Praxis, einfache Hilfsmittel zur Verfügung zu haben, mit denen die Schnittgrößen infolge von Zwang allein oder infolge einer Kombination von Last und Zwang ermittelt werden können. Aufbauend auf theoretischen Untersuchungen am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, vom Deutschen Ausschuß für Stahlbeton gefördert, wurde das Verfahren der wirksamen Biegesteifigkeit entwickelt, das in Heft 240 der Schriftenreihe des DAfStb aufgenommen wurde.

Mit den vorliegenden Versuchen wurde das Ziel verfolgt, die Größe der Zwangsmomente an einfachen Versuchskörpern zu messen und die rechnerischen Ansätze zu überprüfen.

Die finanzielle Förderung der Versuche erfolgte in dankenswerter Weise durch den Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau. Die fachliche Betreuung lag beim Deutschen Ausschuß für Stahlbeton. Den Herren der Betreuungsgruppe, zu der Herr Prof. Dr.-Ing. Bieger, Herr Prof. Dr.-Ing. Kupfer und Herr Dr.-Ing. Hofmeister gehörten, gebührt Dank für ihren Rat. An der Planung der Versuche wirkte Herr Prof. Dr.-Ing. Iványi, seinerzeit Oberingenieur am Institut, mit.

Die Verfasser

BEZEICHNUNGEN

Kleinbuchstaben (lat)

a_m	mittl. Rißabstand
b	Balkenbreite
c	Reduktionsbeiwert nach [3]
d	Balkenhöhe
d_s	Stabdurchmesser
h	Nutzhöhe, Intervallbreite
l	Stützweite
x	Wegkoordinate
w	Rißbreite
$zul\ w$	zul. Rißbreite

Großbuchstaben (lat)

A	Auflagerkraft
A_s	Fläche der Bewehrung
A_b	Betonfläche
E_b	Beton-E-Modul
I_b	Trägheitsmoment des Betonquerschnitts
K_{Bb}	Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts
K_{Bs}	Biegesteifigkeit im Rißquerschnitt
K_{Bw}	wirksame Biegesteifigkeit
N	Längskraft (Zug)
N_R^1	Längskraft, die zum 1. Riß führt
M	Biegemoment
M_R^1	Erstrißmoment
M_F	größtes Feldmoment
M_E	Einspannmoment
P	Einzellast
P_R^1	Erstrißlast
S	Schnittgröße

Griechische Buchstaben

β	Festigkeit, allg.
β_s	Stahlstreckgrenze
β_{bZ}	Betonzugfestigkeit
ϑ	Temperatur
ϵ	Dehnung, allg.
ϵ_{sR}	Stahlzugdehnung Zstd II
ϵ_{sm}	mittlere Stahldehnung
ϵ_{bZ}	Betonzugbruchdehnung
ϵ_Z	Zwangdehnung
κ	Krümmung, allg.
κ_m	mittlere Krümmung
κ_R	Krümmung im Rißquerschnitt
Δ	Auflagerverschiebung, Differenz
σ	Spannung, allg.
σ_{sR}	Stahlspannung im Riß
$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h}$	Bewehrungsgrad, allg.
μ_F	an der Stelle max M_F
μ_E	an Einspannung

1. EINLEITUNG

1.1 PROBLEMSTELLUNG

Statisch unbestimmt gestützte Stahlbetontragwerke erhalten neben Beanspruchungen aus Lasten auch Beanspruchungen infolge von Zwang. Zwang entsteht immer dann, wenn dem Tragwerk Verformungen aufgezwungen werden, denen es nicht frei, also "zwanglos", folgen kann. Häufige Ursachen von Zwang sind Temperatur- und Schwinddehnungsunterschiede sowie Setzungen. Zahlreiche Bauschäden, beispielsweise in Form klaffender Trennrisse, Auflagerabplatzungen usw., sind auf Zwangwirkungen zurückzuführen. Die Beanspruchung aus Zwang überlagert sich dem Gebrauchszustand. Klaffende Risse mindern die Dauerhaftigkeit der Tragwerke, abgesehen vom ästhetischen Mangel. Aus diesen Gründen wird heute verstärkt an der Erforschung von Problemen des Zwangs gearbeitet.

Bei der Berechnung von Lastschnittgrößen geht man i.d.R. von der Elastizitätstheorie und von den Steifigkeiten des ungerissenen Zustands I aus, obwohl bereits im Gebrauchslastbereich mit Rissen zu rechnen ist. Es hat sich jedoch gezeigt, daß die Rißbildung und die damit verbundene, bereichsweise Steifigkeitsverminderung, von Ausnahmefällen abgesehen, nur einen geringen Einfluß auf die Größe und Verteilung der Lastschnittgrößen ausübt. Aus diesem Grund ist gegen die Annahme von Zustand I bei der Ermittlung der Schnittgrößen sowohl des Gebrauchs- als auch des rechnerischen Bruchzustands wenig einzuwenden.

Im Gegensatz dazu ist es für die Ermittlung von Schnittgrößen infolge Zwang allein, aber auch bei Kombination von Last und Zwang unerlässlich, von der tatsächlichen, wirksamen Steifigkeit auszugehen. Es ist notwendig, den steifigkeitsmindernden Einfluß der Rißbildung und den gegenläufigen Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wirklichkeitsnah zu berücksichtigen, wenn man grobe Fehleinschätzungen vermeiden will.

Zur wirklichkeitsnahen Abschätzung der Steifigkeit teilweise gerissener Stahlbetonbauteile und der Schnittgrößen infolge von Zwang wurde eine Reihe von Verfahren entwickelt, auf die noch näher eingegangen werden wird. Für die Ingenieurpraxis sind Verfahren erwünscht, die eine brauchbare Abschätzung der gesuchten Größe erlauben und einfach zu handhaben sind. An diesen Forderungen orientierte sich auch der von Kordina [1] und Tennstedt [2] vorgeschlagene Weg, der die Berechnung von Schnittgrößen infolge einer Kombination von Last und Zwang mit Hilfe von reduzierten wirksamen Bauteil-Biegesteifigkeiten vorsieht. Dieser Weg fand auch Eingang in [3], er ist auf den Fall des rasch eintretenden Zwanges abgestellt; der Einfluß des Kriechens darf bei Langzeiteinwirkung von Zwangsschnittgrößen berücksichtigt werden, doch wird von dieser Möglichkeit nur selten Gebrauch gemacht, weil in der Regel der für die Bemessung maßgebende Lastfall (Beanspruchungszustand) unmittelbar nach Auftreten der Zwangswirkung gegeben ist.

Die vorliegenden Untersuchungen setzten sich eine Reihe von Zielen: Zum einen sollte das Verhalten von Balken unter Last und kurzzeitiger Setzung studiert werden, um u. a. die Eignung des in [3] gegebenen Berechnungsweges zu überprüfen. Dies erfolgte u. a. im Abschnitt "Kurzzeitzwang". Zum anderen sollten auch Zwangswirkungen erfaßt werden, die sich langsam aufbauen (Beispiel "Schwindzwang"), oder auch solche, die sich rasch entwickeln und dann lange einwirken. Hier ist eine große Vielfalt im zeitlichen Ablauf der zwangerzeugenden Verformung denkbar [29].

Der Abschnitt "Langzeitzwang" des vorliegenden Forschungsberichts befaßt sich mit dem Verhalten von einseitig eingespannten Einfeldbalken, die nach Vorbelastung durch die Gebrauchslast eine plötzliche, aber dann lange einwirkende Auflagerverschiebung erfahren. Es sollte der Frage nachgegangen werden, in welchem Maße die Biegesteifigkeit und damit der Setzungszwang durch zeitabhängige Verformungen in der Betondruckzone und im Verbundbereich Bewehrungsstahl-Beton beeinflußt werden.

1.2 STAND DER KENNTNISSE

1.2.1 Entstehung und zeitlicher Ablauf von Zwangswirkungen

Es ist sinnvoll, nach äußerem und innerem Zwang zu unterscheiden.

Ä u ß e r e r Z w a n g bzw. Zwangsschnittgrößen entstehen in statisch unbestimmten Tragwerken dadurch, daß dem Tragwerk irgendwelche Verformungen, beispielsweise aus Temperatur oder Schwinden, aufgezwungen werden. Zwangsschnittgrößen rufen Auflagerreaktionen hervor; sie können zusammen mit Lastschnittgrößen der Bemessung zugrunde gelegt werden.

Unter i n n e r e m Z w a n g werden die Eigenspannungen verstanden, wie sie in einem Querschnitt durch ungleichmäßige Abkühlung, Erwärmung oder Austrocknung des Betons entstehen. Eigenspannungen bilden in jedem Querschnitt eine Gleichgewichtsgruppe; sofern sie zu Bauteilverformungen führen, können hieraus Zwangsschnittgrößen entstehen (Beispiel: Vorspannung statisch unbestimmter Systeme).

Je nach den Randbedingungen und der Ursache des Zwangs treten die Zwang- und Eigenspannungen getrennt oder sich überlagernd auf. Setzungsunterschiede beispielsweise erzeugen keine Eigenspannungen. Die von außen nach innen fortschreitende Austrocknung des Betons oder ein Temperatureausgleich sind stets auch mit Eigenspannungen verbunden.

Bild 1.1 zeigt für den Fall der einseitigen und plötzlichen Abkühlung einer Wand oder Platte die maßgebenden Dehnungszustände. Zum Temperaturfeld $\vartheta(x,t)$ gehören die freien Dehnungen $\varepsilon_o(x,t)$. Die Eigenspannungen ergeben sich aus der Forderung nach einer ebenen Dehnungsverteilung. Für den äußeren Zwang sind die Mittendehnung ε_{mo} und Krümmung κ_o die maßgebenden Größen, deren Behinderung Schnittgrößen erzeugt.

Eigenspannungen sind im Betonbau nur dann von Bedeutung, wenn in einem Bauteil eine weitgehende Rissefreiheit gesichert sein muß. Dies ist z. B. der Fall in Massenbetonbauwerken, bei denen es durch die Trocknung des Betons und den Abfluß der Hydratationswärme zu gefährlichen Eigenspannungen kommen kann. Eine wirklichkeitsnahe Berechnung ist nur dann erfolgversprechend, wenn geeignete Werkstoffgesetze für das Kriechen und Relaxieren des jungen Betons eingeführt werden.

Eigenspannungen müssen mit den Maßnahmen der Betontechnik beherrscht werden. Durch Kühlung, Schutz vor zu rascher Austrocknung o. ä. ist sicherzustellen, daß der Wettlauf zwischen der Entwicklung der Zugfestigkeit und dem allmählichen Aufbau der Zugeigenspannungen von der Zugfestigkeit gewonnen wird.

Eigenspannungen wirken rißauslösend beim gleichzeitigen Ablauf von äußerem und innerem Zwang. Falkner [4] hat diesen Vorgang beschrieben und gezeigt, daß bei den üblichen Abmessungen des Stahlbetonbaus mit $d \leq 60$ bis 80 cm die Eigenspannungen gegenüber den Zwangspannungen in den Hintergrund treten. Mit fortschreitender Rißbildung klingen die Eigenspannungen ab.

Ob eine Zwangswirkung zum Reißen des Betons führt oder nicht, hängt neben der tatsächlich vorhandenen, stark streuenden Betonzugfestigkeit (Wirkung von Eigenspannungen) vom Zusammenwirken dreier Faktoren ab: Verformungswilligkeit des Betons, Größe und zeitliche Entwicklung der Zwangspannungen.

Beim kurzzeitigen Zwang entwickelt sich die Zwangverformung rasch und wirkt nur kurz ein. Bild 1.2 erläutert schematisch die Zusammenhänge an einem Balken, der einen plötzlich entstehenden und nur kurz andauernden Setzungsunterschied Δ erfährt (der Balken sei der Einfachheit halber als masselos anzusetzen). Das plötzliche Entstehen und nur kurze Andauern des Zwanges läßt die Relaxierfähigkeit des Betons nicht zur Wirkung kommen, und der Beton reißt, wenn das Erstrißmoment M_R^1 überschritten wird.

Bild 1.2 zeigt auch, daß die Berechnung des Einspannmoments mit der Biegesteifigkeit des Zustands I zu einer Überschätzung und daß umgekehrt die Berechnung mit der Biegesteifigkeit des reinen Zustands II zu einer Unterschätzung des tatsächlich einwirkenden Biegemomentes führt. Ursachen für kurzzeitigen Zwang sind häufig Temperaturstürze, die oft zu breiten Rissen führen.

Beim langandauernden Zwang ist zwischen den Extremen "rasche Entwicklung" (z. B. Anfangssetzungen bei rolligen Böden) und "langsame Entwicklung" (z. B. Setzungen bei bindigen Böden) zu unterscheiden. Bild 1.3 zeigt das Verhalten bei einem plötzlich entstehenden, aber lange andauernden Setzungsunterschied. Wird bei der Zwängung das Rißmoment M_R^1 überschritten, so stellt sich das elastische Moment $M_E^e(t=0)$ gar nicht erst ein, und der mit der Relaxation des ungerissenen Betons berechnete Abbau ist unzutreffend. Der tatsächliche Abbau des anfänglichen Zwangmoments $M_E(t=0)$ ist beim bereichsweise eingerissenen Balken kleiner als sich nach einer Kriechrechnung mit ungerissenen Querschnitt ergibt. Das häufig in der Praxis geübte "Wegrechnen" eines plötzlich eingetretenen Zwangs für $t = \infty$ mit Hilfe des Kriechens übersieht, daß das Tragwerk bereits im Zustand II ist; es wird allerdings ggf. mit einem wesentlich größeren Anfangs-Zwangmoment nach Zustand I gerechnet.

Baut sich die Setzung langsam auf, s. Bild 1.4, so verbleibt das Tragwerk im Zustand I, solange

$$M_E^e(t) < M_R^1.$$

Mit der Bildung erster Biegerisse folgt die zeitliche Entwicklung des wirklichen Zwangmoments einer flacheren Charakteristik. Die wirklichkeitsnahe Berechnung des Zwangmoments setzt die Kenntnis des Zusammenhangs $M_E(t) = F[s(t), K_{Bw}(t)]$ voraus. Er ist hier in Bild 1.4 schematisch durch Biegemoment-Setzungs-Isochronen dargestellt worden (s. auch [29]).

Die Ursachen für langandauernden Zwang sind vielfältig: Setzungen, Differenzschwinden, jahreszeitliche Temperaturunterschiede, Kräfteumlagerungen in Verbundtragwerken u. a. m. Unter der bereits angeführten Voraussetzung, daß das Tragwerk im Zustand I verbleibt, ist die Berechnung von Zwangsschnittgrößen bei Berücksichtigung des Kriechens möglich (s. Rüschi, Jungwirth und Hilsdorf [5], Rüschi und Jungwirth [6] sowie Dimel [29]). Diese Voraussetzung ist bei Spannbeton gegeben, bei Stahlbeton nicht, insbesondere wenn Last- und Zwangsspannungen gleichzeitig auftreten.

Es gibt einige Möglichkeiten, den Zwang möglichst gering zu halten oder ihn gar im Ansatz zu verhindern. Diese Möglichkeiten können - stichwortartig geschildert - folgenden Maßnahmen zugeordnet werden:

a) Betontechnische Gegenmaßnahmen

Zementart, Betonzusammensetzung, -temperatur, Betonierfolge, -abschnitte und Nachbehandlung werden so festgelegt, daß der Zwang in jungem Betonalter infolge Schwindens und Temperaturunterschiede gering bleibt.

b) Konstruktive Gegenmaßnahmen

Unterteilung von Baukörpern und Bauteilen durch dauernd oder temporär wirksame Fugen; zwängungsarme Stützung bzw. Befestigung von Einzelbauteilen.

Trotz dieser Gegenmaßnahmen ist das Entstehen von Zwang in den meist statisch unbestimmten Tragwerken unvermeidlich. Ihn zu "vergessen" oder ihn ohne Prüfung der o. g. Voraussetzung über das Kriechen "wegzurechnen", wird in der Regel mit klaffenden Rissen bestraft. Damit stellt sich die Forderung nach "rechnerischen" Gegenmaßnahmen, worunter die wirklichkeitsnahe Abschätzung der Zwangwirkung auf Basis der durch die Rißbildung veränderten Steifigkeit zu verstehen ist.

Es wäre zu einseitig, den Zwang in unseren Konstruktionen grundsätzlich verhindern zu wollen. Leonhardt, Frühauf und Netzel [7] sowie Leonhardt und Schlaich [8] haben bei Schalen für Wasserbehälter und bei den Kegelschalen des

Hamburger Fernsehturms gezeigt, daß durch den Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge von Rißbildung die Schalen ohne Wärmedämmung bei gezielter Rißbeschränkung gebaut werden konnten.

1.2.2 Mitwirkung des Betons auf Zug und Biegesteifigkeit

Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen läßt sich aus einer Verformungslinie ablesen, wie sie in Versuchen gewonnen wird. Bild 1.5 zeigt schematisch den Zusammenhang zwischen Biegemoment und der über die Risse hinweg gemessenen, mittleren Krümmung κ_m . Die Mitwirkung des Betons der Zugzone äußert sich im Abstand $\Delta\kappa$ von der $M-\kappa_R$ -Linie des reinen Zustands II. Sie läßt sich wie folgt erklären: Nur in den Rißquerschnitten herrscht die Biegesteifigkeit des Zustands II. In den beiderseits an den Riß anschließenden Verbundeinleitungsbereichen und insbesondere in den noch ungestörten Innenbereichen (Zustand I) sind die Biegesteifigkeiten größer als die des Zustands II. Hieraus resultiert eine mittlere wirksame Steifigkeit K_{Bw} :

$$K_{Bb} > K_{Bw} > K_{Bs}$$

Die Mitwirkung des Betons der Zugzone ist am größten unmittelbar bei Bildung der ersten Biegerisse und nimmt mit steigender Beanspruchung stetig ab. Abgesehen vom Beginn des Zustands II, der von der Zugfestigkeit des Betons gesteuert wird, beinhaltet die $M-\kappa_m$ -Linie sämtliche Wirkungen der Stahlbetonparameter wie Streuung der Betonzugfestigkeit, Bewehrungsgrad, Verbundeigenschaften der Bewehrung usw. in untrennbarer Weise. Sie wird deshalb als "verschmierte" Schnittgröße-Verformungsbeziehung bezeichnet.

Die dargestellte $M-\kappa_m$ -Linie ist die Hüllkurve aller Rißmomente. Sie wird durch Dauerlast, Dauerzwang etc. in Richtung zur $M-\kappa_R$ -Linie verweicht. Die Entlastung und Wiederbelastung erfolgt, zumindest näherungsweise, entlang der Ursprungssekante mit der Neigung $K_{Bw}(M)$. Die $M-\kappa_m$ -Linie beschreibt das nichtlineare Verhalten des Verbundwerkstoffs unter reiner Biegung (Bild 1.5).

Wegen der großen Bedeutung der $M-K_m$ -Linien für die nicht-lineare Berechnung von Stahlbetontragwerken haben sich zahlreiche Forscher bemüht, das beobachtete Verhalten zu beschreiben. Bild 1.6 zeigt die bekannten Ansätze von Rao [9] und Rabich [10] für reine Biegung. Sie stellen phänomenologische Beschreibungen dar; außer der Zugfestigkeit des Betons und dem Bewehrungsgrad ist der Einfluß anderer Parameter nicht darstellbar. Gleichwohl bestechen sie durch ihren einfachen, ingenieurgemäßen Aufbau. Rostásy [11] hat den Rao-Ansatz für Biegung mit Längszug erweitert. Den von zahlreichen Stahlbetonparametern ausgehenden Einflüssen, die in [9], [10] und [11] nur pauschal erfaßt sind, hat sich Hartl [12] gewidmet.

Bild 1.7 zeigt die Ansätze von Noakowski [13, 14] sowie von Falkner [4] und Eibl [15] für mittig gezogene Stahlbetonstäbe. Falkner und Eibl gehen im wesentlichen davon aus, daß eine Steigerung der Zugkraft über die Erstrißkraft $N_R^1 = \beta_{bZ} A_b$ hinaus erst nach voller Ausprägung des Rißbildes möglich ist. Diese Voraussetzung ist nur für sehr niedrige Bewehrungsgrade erfüllt, wie in [11], [16] und [17] gezeigt wurde. Noakowski gleicht den Bereich anfänglicher Rißbildung und großer Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen durch Reduktion von $\max \Delta \epsilon$ nach [9] mit dem Faktor 0,6 und durch Anheben des Erstrißplafonds aus.

Alle diese Ansätze besitzen den Mangel, daß sie die Wirkung wesentlicher Parameter nur global erfassen. Die Arbeiten von Koch [16], Plauk [18] und Svensvik [19] verlassen deshalb die "Verschmierung" und entwickeln die Beziehung zwischen Schnittgröße und Verformung aus dem Verhalten von Stababschnitten, die von Rissen berandet sind. Dabei mußte insbesondere das Verbund- und Reißverhalten modelliert werden. Dieser Weg wird heute weitgehend eingeschlagen. Einen Überblick über wesentliche Entwicklungen geben die Arbeiten von Mehlhorn und Klein [20], Eibl und Iványi [21], Gerstle [22] und andere in [23].

Aus der $M-K_m$ -Linie kann wegen

$$K_{Bw} = \frac{M}{K_m}$$

die Biegesteifigkeit abgelesen werden. Sie nimmt nach Erstrißbildung stetig ab und nähert sich der des reinen Zustands II:

$$K_B = K_{Bb} = E_b J_b \quad \text{für} \quad M \leq M_R^1 = \beta_{bz} \frac{b d^2}{6}$$

$$K_B = K_{Bw} < E_b J_b \quad \text{für} \quad M > M_R^1$$

$$< E_s b h^3 \mu (1 - k_x) k_z = K_{Bs}$$

1.2.3 Bemessung für reinen Zwang

Bei zahlreichen Stahlbetonbauteilen überwiegt die Beanspruchung aus Zwang jene aus äußerer Last. Diese Bemessung für Zwang erfolgt hier für den Gebrauchszustand, um die Gebrauchsfähigkeit des Bauteils zu sichern. Das Prinzip der Bemessung soll am Beispiel eines Stahlbetonstabes mit Längsdehnungsbehinderung (mittig gezwängter Stahlbetonstab) erläutert werden. Bild 1.8 zeigt, daß der Stab auf eine Zwangsdehnung ε_z - z. B. durch Abkühlung verursacht - mit jener Zwangskraft antwortet, die dem gewählten Bewehrungsgrad und der entsprechenden Dehnsteifigkeit entspricht. Oder: Je größer der Bewehrungsgrad μ , um so größer sind die Steifigkeit und die Reaktion. Die Bewehrung nimmt nicht nur den Zwang auf, sondern erzeugt ihn auch: Die Aufgabe wird vieldeutig (s. Rüschi [24]).

Bemessen für Zwang heißt in diesem Falle, den Querschnitt mit gerade so viel Bewehrung auszustatten, daß eine geforderte zulässige Rißbreite w nicht überschritten wird. Weil nach der Rißtheorie (s. Rehm und Martin [25])

$$w = \varepsilon_{sm} \cdot a_m \sim \varepsilon_{sm} \frac{d_s}{\mu} = \varepsilon_z \frac{d_s}{\mu}$$

gilt, ist die Forderung $w \leq w_{zul}$ mit beliebigen Stabdurchmessern einhaltbar. Jedem Stabdurchmesser ist aber ein bestimmter Bewehrungsgrad zuzuordnen: Je größer d_s , um so größer ist erf μ .

Dies führt zu folgenden prinzipiellen Zusammenhängen:

$$\text{erf } \mu \approx \frac{\epsilon_Z}{\text{zul } w} d_s \geq \min \mu = \frac{1,25 \beta_{bz}}{\beta_s} \quad \text{Mindestbewehrung}$$

bzw.

$$\max d_s \approx \frac{\text{zul } w}{\epsilon_Z} \mu$$

Diese bekannten Beziehungen erlaubten die Entwicklung von d_s - μ -Diagrammen für die Bemessung von Stahlbetonstäben unter Zugzwang, der über die Stablänge hinweg konstant bleibt, wie z. B. für Axialzug N_Z , $M = \text{const.}$ und $M + N_Z = \text{const.}$ (s. [13], [11], [17]). Sobald aber die Schnittgrößen infolge von Zwang über die Stablänge veränderlich sind, muß dieser Weg versagen, weil auch die Steifigkeiten ortsveränderlich sind. Die Berechnung der Zwangsschnittgrößen kann dann wegen des nichtlinearen Verlaufs der N - ϵ_m - und M - κ_m -Linien eben nur mehr über eine nichtlineare Rechnung erfolgen.

1.2.4 Schnittgrößen infolge Last und gleichzeitigem Zwang

1.2.4.1 Überblick über die nichtlineare Berechnung von Tragwerken

Bei der nichtlinearen Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Tragwerken aus Stahlbeton können verschiedene Wege eingeschlagen werden (s. zusammenfassende Darstellung in [21]). Zur Modellierung des physikalisch nichtlinearen Verhaltens der Einzelbaustoffe und des gerissenen Verbundbaustoffs Stahlbeton wird im allgemeinen von folgenden alternativen Idealisierungen ausgegangen:

- a) Getrennte, jedoch über Verbund gekoppelte Diskretisierung von Beton und Bewehrung, s. Bild 1.9 ([20], [16], [26] u. a.).
- b) Diskretisierung durch horizontale Schichten von Beton und Bewehrung sowie durch dazwischen liegende Verbundwirkungsschichten. Diese Idealisierung wird Schichtenmodell genannt (s. Bild 1.10). Die Mitwirkung des Be-

tons nach Rißbildung wird dabei durch einen abfallenden Ast im σ_{bZ} - ϵ_{bZ} -Diagramm beschrieben (s. [20] u. a.).

- c) Beim sog. integrierten M - κ_m -Modell wird schließlich das Verhalten von Beton, Stahl und Verbund insbesondere nach Rißbildung "verschmiert" beschrieben und als Verformungseigenschaft stab- oder plattendicker Elemente aufgefaßt (s. [27] u. a.).

Darüber hinaus werden Verknüpfungen zwischen diesen Modellen angewendet. Die Rechenmodelle a) und b), die bei der Diskretisierung in der Regel zur FE-Methode führen und damit elektronischer Rechenanlagen bedürfen, werden hauptsächlich für grundlegende Verhaltensstudien angewandt.

Für eine Anwendung in der Ingenieurpraxis hat u. E. nur das M - κ_m -Modell - trotz erheblichem numerischem Einsatz - eine Chance, angenommen zu werden, wenn ortsveränderliche Zwangsnchnittgrößen oder Kombinationen von Last und Zwang in Stabwerken zu erfassen sind. Im folgenden werden deshalb die Grundzüge dieses Berechnungsverfahrens für Kurzzeitbelastung beschrieben, wobei der einseitig eingespannte Balken (Rechteckquerschnitt) auf zwei Stützen (Bild 1.11) unter sowohl getrennter als auch gemeinsamer Beanspruchung von Last und Zwang als Modellfall beschrieben wird. Dieser Modellfall lag ja auch den Versuchen zugrunde.

1.2.4.2 Das M - κ_m -Verfahren

Voraussetzung ist die Verfügbarkeit von M - κ_m -Linien für charakteristische Stabbereiche, z. B. Feld- und Stützenbereich. Hierfür ist also eine Vorbemessung des Tragwerks erforderlich, um vor allem die Bewehrungsgrade zu bestimmen. Die Bildung von M - κ_m -Linien kann z. B. nach [16], [19], [27] erfolgen. Es hat sich glücklicherweise gezeigt, daß sich die Unterschiede zwischen den nach verschiedenen

Verfahren bestimmten $M-\kappa_m$ -Linien in den Schnittkräften deutlich reduziert äußern.

a) Balken unter Lastbeanspruchung

Hat man z. B. die rechnerischen Bruchschnittgrößen unter γ -facher Gebrauchslast zur P mit $E_b J_b = \text{const.}$, also nach E-Theorie und Zustand I, berechnet, so ist die Bemessung möglich. Sodann sind $M-\kappa_m$ -Linien zu bilden, s. Bild 1.11.

Nach Bildung erster Biegerisse wird der Zustand I verlassen, und die Ermittlung der Schnittgrößen muß ab $P > P_{\text{Riß}}$ in Lastinkrementen und iterativ erfolgen. Hierbei ist z. B. das Einspannmoment \tilde{M}_E zu schätzen und die Momentenverteilung so zu bestimmen, daß Gleichgewicht herrscht (Schlußlinie). Dann wird bei Anwendung der virtuellen Arbeitsgleichung das Einhalten der Randbedingung $\varphi_E = 0$ überprüft:

$$\varphi_E \stackrel{!}{=} 0 = \int_0^l \frac{\tilde{M}(x) M_1}{K_{Bw}(x)} dx = \sum_{i=1}^k \frac{\tilde{M}_i \Delta x_i}{K_{Bwi}} \cdot \frac{x_i}{l} \quad (1.1)$$

wobei

$$K_{Bwi} = \frac{M_i}{\kappa_i}$$

b) Balken unter Setzungszwang

Hier muß das zunächst geschätzte Einspannmoment \tilde{M}_E die Winkeldrehung φ_{EO} des statisch bestimmten Grundsystems zurückdrehen, und die Verträglichkeitsbedingung lautet:

$$\varphi_E \stackrel{!}{=} 0 = \sum \frac{\tilde{M}_i \Delta x_i}{K_{Bwi}} \cdot \frac{x_i}{l} - \frac{\Delta}{l} \quad (1.2)$$

c) Balken unter Last und Zwang

Gleichgültig, in welcher Reihenfolge der Zwang und die Lasten aufgebracht werden, muß nach dem Übergang in den Zustand II eine Momentenverteilung $\tilde{M}(x)$ angenommen werden, für die Gleichgewicht am System herrscht. Die Momente $\tilde{M}(x)$ sind resultierende Momente, die nach Last- bzw.

Zwanganteil grundsätzlich nicht mehr differenzierbar sind. Die Überprüfung der Verträglichkeit erfolgt wieder nach Gl. (1.2).

Berechnungen von Schnittgrößen mit dem $M-\kappa_m$ -Verfahren sind für ausgewählte Last- und Zwangfälle sowie von Kombinationen und für bestimmte Stützungsarten von Tennstedt [2], Rabich [10] und Svensvik [19] durchgeführt worden. Svensvik [19] hat zudem den Einfluß des Beton- und des Verbundkriechens in den $M-\kappa_m$ -Linien erfaßt. Schaper [27] untersuchte mit zeitabhängigen $M-\kappa_m$ -Linien das Verhalten von Platten unter Last und Zwang. Ahrens und Duddeck [28] zeigen die Anwendung des Differenzen- und Mehrstellenverfahrens bei der nichtlinearen Berechnung von Stahlbetonstäben bei Vorliegen von $M-\kappa_m$ -Linien.

1.2.4.3 Das Verfahren mit der wirksamen Stabbiegesteifigkeit

Das zuvor geschilderte $M-\kappa_m$ -Verfahren verlangt vom Ingenieur neben einer Vorbemessung die Erstellung von $M-\kappa_m$ -Linien für charakteristische Stabbereiche und schließlich eine nichtlineare Rechnung mit Hilfe der numerischen Baustatik. Der Aufwand kann beträchtlich werden und eher abschreckend wirken.

An dieser Vermutung setzt das bereits in Abschnitt 1.1 erwähnte Näherungsverfahren an [1, 2, 3], das den Einfluß der Rißbildung durch eine über die Stablänge konstante und pauschale Reduktion der Biegesteifigkeit

$$K_{Bw} = c E_b I_b \quad c \leq 1; c = f(\mu_F, \mu_E \dots)$$

erfaßt. Damit ist es möglich, die Verfahren zur Schnittgrößenermittlung der linearen Baustatik wieder anzuwenden. Wie das K_{Bw} -Verfahren gehandhabt wird, wird in Abschn. 2.2.2 bei der Bemessung der Kurzzeitbalken gezeigt werden.

2. KURZZEITVERSUCHE

2.1 VERSUCHSPROGRAMM

Das Programm der Kurzzeituntersuchung umfaßte zwei Versuche, B I und B II; die Versuchskörper, Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitt, waren einseitig verschieblich aufgelagert und an der anderen Seite in einem Stahlbetonblock eingespannt (einfach statisch unbestimmt). Bild 2/1.1 zeigt das statische System. Nach dem Aufbringen der Gebrauchslast - dargestellt durch zwei gleiche Einzellasten in den Drittelpunkten - im Alter 28 d war ein plötzlicher Biegezwang durch eine positive Auflagerverschiebung aufzubringen, die ein positives Zwangsmoment am Einspannquerschnitt hervorruft. Anschließend daran sollten zur Simulation langandauernder Lasteinwirkung und zur Ausprägung des Rißbildes mehrere Tausend Biege- lastwechsel durchgeführt werden. Daraufhin war die Steigerung der äußeren Lasten bis zum Versagen vorzunehmen.

Wesentliches Versuchsziel war die Bestimmung der Stütz- und Schnittkräfte unter dieser kombinierten Last- und Zwangbeanspruchung und des Rißverhaltens. Die beiden Balken B I und B II unterschieden sich wie folgt: Der Balken B I wurde für Last und Zwang entsprechend [3] bemessen. Beim Balken B II hingegen wurde der Zwang bewußt "vergessen".

2.2 VERSUCHSKÖRPER

2.2.1 Abmessungen

Die Balken besaßen einen Rechteckquerschnitt mit $d/b = 40/20$ cm und eine Stützweite von 5,0 m. Bild 2/2.1 zeigt die Betonabmessungen.

Der Versuchskörper wurde über die beiden Stummel des Einspannblocks auf den Spannboden gespannt. Die Einzellasten und die Auflagerkraft am verschieblichen Lager wurden vom Spannboden her aufgebracht.

2.2.2 Rechenwerte

Zur Berechnung der resultierenden Schnittgrößen infolge einer Kombination von Last und Zwang beim teilweise eingerissenen Biegestab sind mehrere Wege möglich, die in Abschn. 1.2.4 beschrieben worden sind.

Hier wird das für die Ingenieurpraxis konzipierte Verfahren auf Basis der wirksamen Biegesteifigkeit

$$K_{Bw} = cK_{Bw} = cE_b J_B \quad (2.1)$$

gewählt. Durch die Abminderung der Biegesteifigkeit K_{Bb} des Betonquerschnitts (den Bewehrungsstahl zu berücksichtigen, lohnt sich nicht) mit einem Reduktionsfaktor c wird die Verweichung des in Teilbereichen eingerissenen Biegestabs pauschal und über die Stablänge konstant berücksichtigt. Dieser Weg wurde von Kordina [1] vorgeschlagen und von Tennstedt [2] durch umfangreiche, nicht-lineare Vergleichsrechnungen nach dem $M-\kappa_m$ -Verfahren abgesichert. Der Reduktionswert c hängt ab vom Verhältnis M/Nd , von den Bewehrungsgehalten μ_E und μ_F und von der Betonstahlgüte: mit Hilfe der Stahlspannung $\sigma_s/1,75$ wird die mehr oder weniger starke Ausprägung des Zustands II über die Stablänge erfaßt.

Das DAfStb-Heft 240 [3] enthält die Reduktionswerte c (sie werden dort mit κ bezeichnet). Hiernach wird für Biegung im Gebrauchszustand für alle Querschnittformen und bei Verwendung von BSt 420/500 und BSt 500/550 vorgeschlagen:

$$K_{Bw} = 0,65 E_b J_b \quad (2.2)$$

Abweichend zu Gl. (2.2) wird in [1] und [2] der Reduktionsbeiwert c in Abhängigkeit von den Bewehrungsgraden μ_F und μ_E angegeben. Hierin bedeuten μ_F bzw. μ_E die Bewehrungsgrade in den Bemessungsschnitten im Feld bzw. an der Einspannung. Der in [2] vorgeschlagene Ansatz lautet:

$$c = 0,5 + 5 (\mu_E + \mu_F) \quad (2.3)$$

Setzt man diese Bewehrungsgrade in Gl. (2.3) ein, so ergeben sich etwas unterschiedliche Reduktionswerte c als 0,7, was jedoch in Anbetracht der unsicheren Annahme von E_b unwichtig ist (hier wurde mit $E_b = 30\,000\text{ MN/m}^2$ gerechnet).

Tab. 2/2.1 enthält die rechnerischen Zwangsschnittgrößen; in Tab. 2/2.2 sind die gesamten Rechen- und Versuchswerte enthalten. Die krit M-Werte wurden nach DIN 1045 (Rechenwerte nach DIN 1045 für B 25 und BSt III sowie Grenzdehnungen nach Bild 13 von DIN 1045), die rechnerischen M_{UR} -Werte wurden mit den tatsächlichen Festigkeitskennwerten des Stahls und des Betons ermittelt (tatsächliche Streckgrenze ohne Stahldehnungsbegrenzung; $\beta_R = 0,85$ tats β_{wm} , $\epsilon_{b1} \geq -3,5\text{ ‰}$).

Die Nachweise zur Schubsicherung zeigten, daß die Schubspannungen im Schubbereich 1 lagen. Es wurde deshalb eine konstruktive Bügelbewehrung aus zweischnittigen, geschlossenen Bügeln $\varnothing 6\text{ mm}$ im Abstand $a = 20\text{ cm}$ gewählt. Die Bilder 2/2.3 und 2/2.4 zeigen die Bewehrungspläne der Balken.

2.3 BAUSTOFFE

2.3.1 Beton

Es wurde ein B 25 angestrebt; die Prüfung der Balken begann im Alter von 28 Tagen. Tab. 2/3.1 zeigt die Zusammensetzung der Betone, Tab. 2/3.2 enthält u.a. die Festigkeitswerte zum Zeitpunkt der Prüfung. Es wurde ein PZ 35 F verwendet. Die Kornzusammensetzung des vorwiegend quarzitisches Zuschlags ist in Bild 2/3.1 dargestellt. Die Verdichtung des Betons erfolgte mit Innenrüttlern. Nach siebentägiger Nachbehandlung unter feuchten Tüchern lagerten die Versuchskörper in der Prüfhalle bei rd. 20 °C und 65 % r. F.

2.3.2 Betonstahl

Tab. 2/3.2 enthält die geometrischen und mechanischen Kennwerte des verwendeten BSt 420/500 RK (Rippentorstahl). Sie sind Mittelwerte aus mindestens fünf Proben nach DIN 488.

Da die Lastschnittgrößen erfahrungsgemäß von der Rißbildung nur wenig beeinflußt werden, können sie nach Zustand I und E-Theorie berechnet werden. Die Auswirkungen des Zwangs, die maßgeblich von der wirksamen Steifigkeit abhängen, können nun mit den abgeminderten Biegesteifigkeiten K_{Bw} ebenfalls nach der E-Theorie erfaßt werden. Dabei sind die Zwangsnchnittgrößen für sich getrennt mit der über die Stablänge konstanten Biegesteifigkeit K_{Bw} zu berechnen.

Für die Belastungsgeschichte der Versuche zeigt Bild 2/2.2 z. B. die Abhängigkeit der resultierenden Schnittgröße im Feld von der äußeren Last (ausgedrückt als Feldmoment nach E-Theorie) nach DIN 1045 [28]. Für Nachweise unter Gebrauchslast gilt

$$S_F = S_{LF} + S_{ZF} \quad (2.4)$$

Die Bemessung im rechnerischen Bruchzustand nach DIN 1045 erfolgt mit

$$k_{rit} S_F = \gamma_L S_{LF} + \gamma_Z S_{ZF}, \quad (2.5)$$

wobei $\gamma_Z = 1$ gesetzt werden darf, wenn ein Rißnachweis geführt wird. Die Zwangsnchnittgrößen wurden aufgrund einer Vorabschätzung der Bewehrung entsprechend Gl. (2.3) mit dem Reduktionswert $c = 0,7$ ermittelt.

Die Gebrauchslast $P_1 = P_2$ (mit z ul P bezeichnet) wurde für beide Balken zu rd. 35,6 kN gewählt. Hieraus ergaben sich bei Verwendung von BSt 420/500 RK und B 25 folgende Bewehrungsgrade:

Balken B I (Berücksichtigung des Zwangs)

$$\mu_E = 0,49 \%$$

$$\mu_F = 0,88 \%$$

Balken B II (Zwang nicht berücksichtigt, Bemessung nach DIN 1045 für äußere Lasten allein)

$$\mu_E = 1,10 \%$$

$$\mu_F = 0,68 \%$$

2.4 DURCHFÜHRUNG DER VERSUCHE

2.4.1 Aufbau

Die UG-Decke der Versuchshalle des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig ist als Aufspannplatte ausgebildet. Es war deshalb möglich, die Versuchskörper unterhalb der Decke aufzuhängen. Bild 2/4.1 zeigt den Versuchsaufbau. Die Körper wurden auf dem Fußboden unmittelbar unter der Stelle, an der sie geprüft wurden, betoniert und mußten so nur vertikal gehoben werden. Sie waren mit Ösen für die Aufhängepunkte versehen, so daß sie gleichmäßig, ohne größeren Beanspruchungen ausgesetzt zu sein, gehoben werden konnten.

Als der entschalte und erhärtete Versuchskörper noch auf der Bodenschalung lag, wurden die Stahldehnungen erstmals gemessen. Dann wurde der Balken hochgehoben. Der Einspannblock wurde mit je zwei Stangen aus Spannstahl St 850/1050, \varnothing 26,5 mm mit einer Spannkraft von je 305 kN gegen die Decke gespannt. Die Balken selbst wurden bei diesem Vorgang mit Spindeln unterstützt. Die Spindeln wurden so einjustiert, daß sich etwa die gleichen Stahldehnungen wie in der Schalung einstellten. Daran anschließend wurden die Einrichtungen für die Lasteintragung montiert.

An dem freien Balkenende wurde das gelenkige Auflager mit einer Kraftmeßdose der Hottinger-Baldwin-Meßtechnik eingebaut. Die Kraftmeßdose war an einem HBM-Kompensator mit Meßverstärker und an einem Siemens-X-Y-Kompensographen angeschlossen. Zur Durchführung der Stützensenkung wurde ein 200 kN Preßkopf (Typ Amsler) gewählt, der an ein Steuerpult angeschlossen war.

Im Anschluß an die Montage des Versuchskörpers wurden die Beton-Dehnmeßstreifen (Typ Hottinger, LP 21, Meßlänge 60 mm) angeklebt und zusammen mit den Dehnmeßstreifen an den Stahleinlagen (Hottinger, LY 11, Meßlänge 6 mm) an eine 80-Meßstellen-Anlage angeschlossen. Anschließend wurden die Meßpunkte für die Setzdehnungsmessung angeklebt (s. Bild 2/4.2). Es wurde ein automatisch anzeigender Setzdehnungsmesser mit Ausgangslänge 100 mm benutzt (s. Bild 2/4.3).

Die Krafteinleitung in den zwei Drittelpunkten wurde mit einem Amsler-200 kN-Zug-Druck-Topf und einem Steuerpult Amsler (360 bar) vorgenommen.

2.4.2 Belastungsprogramm

Die Belastungsprogramme der Balken sind in Tab. 2/4.1 zusammengestellt. Ausgehend von einer Grundlast wurden die Einzellasten in vier Stufen bis zur Gebrauchslast z_{ul} P gesteigert.

Nach Abschluß der Messungen der Laststufe z_{ul} P wurde die vertikale Auflagerverschiebung, $\Delta = 2$ cm, aufgezwungen. Hierzu wurde die Presse neben dem Auflager benutzt. Diese drückte den Auflagerpunkt A so weit nach unten, daß eine 20 mm dicke Stahlplatte zwischen Auflagerkonstruktion und Kraftmeßdose eingeschoben werden konnte. Danach wurde die Presse wieder zurückgefahren. Die darauf folgende Laststufe entsprach z_{ul} $P + \Delta$. Daran anschließend erfolgte eine Biegeschwellbelastung des Balkens über 10.000 Lastwechsel, wobei die Oberlast 1,1 z_{ul} P und die Unterlast 0,7 z_{ul} P betrug. Die in Abschnitt 2.4.3 beschriebenen Messungen wurden an der Oberlast nach 10, 100, 1000 und 10.000 Lastwechseln durchgeführt.

Nach Abschluß der Biegeschwellbelastung wurde die Last in Stufen bis zum Versagen erhöht.

2.4.3 Messungen

An den Laststufen des Belastungsprogramms erfolgten die nachstehend genannten Messungen:

- a) Messung der Auflagerreaktion am freien Balkenende mit Kraftmeßdose.
- b) Betondehnungen mit Setzdehnungsmesser, Teilung 1/1000 mm, $a = 100$ mm, s. Bild 2/4.2.
- c) Betondehnungen mit Dehnmeßstreifen, $a = 60$ mm, s. Bild 2/4.2.
- d) Stahldehnungen mit Dehnmeßstreifen, $a = 6$ mm, s. Bild 2/4.3.

- e) Markieren von Rissen, Breitenmessungen in bestimmten Meßlinien mit Rißmeßlupe mit 1/100 mm Teilung.
- f) Durchbiegung in den Drittelpunkten des Balkens mit Meßuhren, Teilung 1/100 mm.

2.5 VERSUCHSERGEBNISSE

2.5.1 Bruchverhalten

Beim Balken B I (Zwang bei Bemessung berücksichtigt) trat das Versagen unter einer Last von $P = 77,5 \text{ kN} \approx 2,18 \text{ zul } P$, eingeleitet durch das Fließen der Längsbewehrung, ein, und zwar zunächst im Schnitt E und dann im Feld. Der Balken B II (Zwang bei Bemessung vernachlässigt) versagte unter $P = 76,25 \text{ kN} \approx 2,14 \text{ zul } P$, eingeleitet durch das Fließen der Feldbewehrung.

Die Tab. 2/2.2 enthält Gegenüberstellungen von Rechnung und Versuch. Die mit den tatsächlichen Werkstoffwerten errechneten Bruchlasten P_{UR} werden deutlich übertroffen.

2.5.2 Auflagerkräfte und Schnittgrößen

2.5.2.1 Auflagerkräfte

Zur Bestimmung der Schnittkräfte stehen die Meßwerte der äußeren Last P und der Auflagerkraft A des verschieblichen Lagers zur Verfügung. Die Tab. 2/5.1 und 2/5.2 enthalten die Versuchswerte A und P sowie sämtliche Rechenwerte. Die rechnerische, bezogene Auflagerkraft infolge Last und Zwang, die mit der über die Stablänge konstanten, wirksamen Biegesteifigkeit K_{Bw} nach Gl. (2.3) bestimmt wurde, lautet:

$$\text{rechn } \frac{A}{2P} = \frac{1}{2P} (A_P + A_Z) = \frac{A_Z}{2P} + 0,333 \quad (2.6)$$

Die gemessenen und die gerechneten Werte sind in den Bildern 2/5.1 und 2/5.2 aufgetragen. Die rechnerische Auflagerkraft aus Zwang wurde dabei nach E-Theorie sowohl für $c = 0,7$ und $c = 1$ (unverminderte Steifigkeit) berechnet. Beim Balken B I stellt sich die gemessene Auflagerkraft hinsichtlich Größe und Verlauf etwa so ein, wie mit der verminderten Steifigkeit berechnet wurde. Beim Balken B II

hingegen, bei dem der Einfluß des Zwanges bei der Biegebemessung außer acht gelassen wurde, stellt sich die Auflagerkraft nach dem Aufbringen des Zwanges deutlich niedriger ein als man durch die Rechnung vorhersagt.

2.5.2.2 Schnittkraftumlagerungen

In den Bildern 2/5.3 und 2/5.4 sind die resultierenden Biegemomente $\max M_F$ und M_E in Abhängigkeit vom rechnerischen Lastbiegemoment aufgetragen. Der Einfluß der Rißbildung und der Zwangswirkung kann als Abweichung von der 45°-Diagonalen abgelesen werden.

Im Bereich reiner Lastbeanspruchung $P \leq \text{zul } P$ ist der Einfluß der Rißbildung auf die Biegemomente gering. Nach dem Aufbringen des Zwangs zeigen die beiden Balken ein deutlich unterschiedliches Verhalten. Beim Balken B I stellen sich sowohl der Momentensprung bei Zwangaufbringung als auch der Momentenverlauf bei weiterer Laststeigerung in etwa so ein, wie nach dem K_{Bw} -Verfahren berechnet wurde. Beim Balken B II hingegen, bei dem ja der Zwang bewußt "vergessen" worden war, liegen die resultierenden Momente deutlich unter der mit $c = 0,7$ berechneten Linie.

Beim Balken B I führte die Bemessung mit $c = 0,7$ zu einer Verlagerung der Bewehrung in den Feldbereich. Damit ist auch eine Erhöhung der Biegesteifigkeit im Zustand II im Feld verbunden; eine - in der Praxis unzulässige - Verminderung der Biegesteifigkeit im Bereich negativer Momente entsprechend der Zwangswirkung wurde bewußt in Kauf genommen. Die resultierenden Momente infolge Last und Zwang folgen diesen Bewehrungsverlagerungen proportional. Bei Balken B II verschwindet demgemäß die Zwangswirkung bei Laststeigerung bis zum Bruch vollständig. Unter der kritischen Last $\gamma_L \cdot \text{zul } P$ ist jedoch noch ein deutlicher Zwangeinfluß feststellbar.

Das Verhältnis des Stützmoments zum maximalen Feldmoment ist in den Bildern 2/5.5 und 2/5.6 dargestellt. Es beträgt für Lastbeanspruchung nach E-Theorie 1,5. Beim Balken B I

folgen die gemessenen Werte den Rechenwerten. Beim Balken B II ist der Momentensprung bei Zwangaufbringung viel geringer.

In den Bildern 2/5.7 und 2/5.8 sind die Biegemomente M_E und $\max M_F$ in Abhängigkeit von der bezogenen Belastung $P/\text{zul } P$ aufgetragen. Die rechnerischen und gemessenen Biegemomente werden dabei auf das Lastbiegemoment bei Gebrauchslast $\text{zul } P$ bezogen. Aus dieser Darstellung kann man die Einflüsse aus Rißbildung, Steifigkeitsänderung und Zwang als Abweichung von der Ursprungsgeraden ablesen. Die resultierenden Momente von Balken B I folgen den Rechenwerten mit $c = 0,7$; $\gamma_Z \approx 1 = \text{const.}$ Die resultierenden Momente von Balken B II konvergieren zur Ursprungsgeraden, der Zwang verschwindet.

Bei der Bemessung des Balkens B I war mit einem Reduktionsbeiwert c der Biegesteifigkeit gerechnet worden. Nun kann man mit der gemessenen Auflagerkraft A_V , die aus der gemeinsamen Wirkung von Last und Zwang resultiert, durch rechnerische Abspaltung des in ihr enthaltenen Zwanganteils A_Z den sich einstellenden c -Wert ermitteln. Er beträgt (Indizierung: V für Versuch, R für Rechnung):

$$c_V = c_R \frac{E_{bR}}{E_{bV}} \frac{A_V - 0,666 P}{A_{ZR}} \quad (2.7)$$

Dabei wurde auch der E-Modul des Betons auf den des Versuchsbetons korrigiert. Die beiden letzten Zeilen der Tab. 2/5.1 und 2/5.2 enthalten Gegenüberstellungen.

Beim Balken B I stellt sich unter $\text{zul } P + \Delta$ ein Reduktionswert c von rd. 0,7 ein, der sich bei weiterer Laststeigerung geringfügig vergrößert. Beim Balken B II ist eine sehr deutliche Abnahme der resultierenden Steifigkeit zu erkennen.

2.5.3 Rißbildung

Die ersten Biegerisse traten deutlich vor dem Erreichen der Gebrauchslast zul P auf. Für einige ausgewählte Laststufen ist in den Bildern 2/5.9 bis 2/5.15 die Entwicklung der Risse in den Abwicklungen der Seitenflächen der Balken dargestellt. Die in der angegebenen Laststufe neu hinzugetretenen Risse bzw. die Verlängerungen der vorhandenen Risse sind gestrichelt gezeichnet.

Folgende vergleichende Feststellungen können getroffen werden: Unter der Gebrauchslast weist der im Feld stärker bewehrte Balken B I eine größere Anzahl von Biegerissen auf als B II. Durch den aufgeprägten Setzungszwang wird diese Tendenz noch verstärkt. Da die Laststufe 1,7 zul P + Δ beim Balken B II (Zwang nicht berücksichtigt) eine deutlich größere Beanspruchung der Feldbewehrung nach sich zieht und somit zu einer größeren Verweichung als bei B I führt, ist bei ihm die Rißbildung im Einspannbereich stärker ausgeprägt. Die Rißbreitensummen in Höhe der positiven und negativen Längsbewehrungen zeigen die Bilder 2/5.16 und 2/5.17. Die rechnerische Berücksichtigung des Zwangs bei Balken B I führt, insbesondere beim Aufbringen des Zwangs, zu einer deutlich geringeren Summe Σw im Feldbereich. Dies ist erklärlich, denn bei nahezu gleich großen Biegemomenten im Feld $\max M_F$ muß der höhere Bewehrungsgrad von B I auch zu schmaleren Rissen führen. Die mittleren Rißbreiten w_m betragen überschläglich:

B I : B II = 0,10 bis 0,12 : 0,15 bis 0,17 mm.

Im Bild 2/5.18 wurden die Breiten einiger charakteristischer Risse aufgetragen, die etwa auch die größten Breiten besitzen. Es wurde für jeden Balken der Hauptbiegeriß bei $\max M_F$ (1. Lastpunkt) und der Hauptbiegeriß an der Einspannung ausgewählt. Vor dem Aufbringen des Zwangs weist der im Feld schwächer bewehrte Balken B II noch eine größere Rißbreite an der Einspannstelle auf. Nach dem Aufbringen des Zwangs und vor allem nach den 10.000 Lastwechseln haben sich die Hauptrisse im Feld und an der Einspannstelle angeglichen.

2.5.4 Durchbiegungen

Auf die Darstellung der Durchbiegungen in den in Abschnitt 2.4.3 angeführten Meßpunkten wird aus Platzgründen verzichtet. Es wird auf den Versuchsbericht [30] verwiesen.

2.5.5 Stahl- und Betondehnungen

Die Abhängigkeit der mit DMS an der Längsbewehrung gemessenen Stahldehnungen im Hauptfeldschnitt (Stelle $\max M_F$ am 1. Lastpunkt) und an der Einspannung von der Last ist in Bild 2/5.19 dargestellt. Diese Stahldehnungen sind stets an Stellen gemessen worden, an denen auch Biegerisse vorhanden waren. Der im Feld schwächer bewehrte Balken B II zeigt dort die größeren Dehnungen, die etwa der geringeren Bewehrung bei sonst gleichem Feldmoment entsprechen. Die ersten bleibenden Dehnungen im Feld von B II kündigen sich bereits bei $P/\text{zul } P \sim 1,4$ an. Demgegenüber treten bei B I die ersten plastischen Dehnungen sowohl im Feld als auch an der Einspannung ab rd. $P/\text{zul } P \sim 1,7$ auf. Feld- und Stützbewehrung sind bei B I näherungsweise gleich beansprucht.

Die in den gleichen Schnitten mit DMS gemessenen Betondruckdehnungen sind in Bild 2/5.20 aufgetragen. Der Abstand der DMS vom Druckrand auf der Balkenseitenfläche beträgt $h' \approx 3 \text{ cm}$.

3 LANGZEITVERSUCHE

3.1 VERSUCHSPROGRAMM

Die in Abschnitt 2 beschriebenen Versuche befaßten sich mit dem Verhalten von Balken unter kurzzeitigem Biegezwang. Da aber in der Praxis Zwangwirkungen auch lange andauernd einwirken, war es notwendig, in weiterführenden Versuchen den Einfluß einer Dauerbelastung zu klären.

Für die Versuche wurden Stahlbeton-Rechteckbalken gewählt, die an einem Ende frei drehbar aufgelagert und am anderen Ende in einem Stahlbetonblock eingespannt waren. Das Bild 2/1.1 zeigt das auch hier gültige statische System und die Beziehungen für die Schnittgrößen.

Die Balken sollten im Alter von 28 Tagen in Stufen bis zur Gebrauchslast belastet werden, die ohne Berücksichtigung des Zwanges bestimmt wurde. Dann sollten die Balken einem Biegezwang ausgesetzt werden, indem am freien Auflager eine lotrechte Auflagerverschiebung aufgezwungen und über rd. 4 Monate aufrechterhalten wurde. Die sich einstellenden Reaktionen, Schnittgrößen, Verformungen und Risse sollten zeit- und beanspruchungsabhängig gemessen werden.

Da im Zustand II die Biegesteifigkeit und damit die Größe des Zwanges vom Bewehrungsgrad nachhaltig beeinflusst wird, wurde eine aus 4 Balken bestehende Gruppe mit niedrigen Bewehrungsgraden in den maßgebenden Schnitten und eine andere, wieder aus 4 Balken bestehende Gruppe mit hohen Bewehrungsgraden vorgesehen. Die zugehörigen Gebrauchslasten verhalten sich ungefähr wie 1 : 2 (s. Tab. 3/1.1 bzw. Bild 3/1.1).

Außerdem wurde bei sonst gleicher Bewehrung und gleichgerichteter Auflagerverschiebung die Bewehrungsaufteilung variiert, indem der Bewehrungsgrad im Bemessungsschnitt zum einen mit wenigen dicken, zum anderen mit mehreren dünnen Stäben dargestellt wurde. Durch diese Maßnahme sollte der Einfluß des Verbundparameters d_e/μ auf die Rißbildung und Steifigkeit studiert werden.

Im Rahmen der zur Verfügung stehenden Mittel konnten nur wenige Versuchsparameter variiert werden. Bei fester Größe der Auflagerverschiebung von 2 cm wurde deren Richtung variiert, um den Einfluß des Vorzeichens der Zwangsmomente zu studieren: 4 Balken mit $\Delta = + 2$ cm, 4 Balken mit $\Delta = - 2$ cm.

Insgesamt wurden vier Versuchskörper (s. Bild 3/2.1) mit acht Einzelbalken hergestellt. Es wurden folgende Bezeichnungen für die Versuchskörper gewählt: B III, B IV, B V und B VI. Jeder Versuchskörper besteht aus einem oberen und einem unteren Balken (Balkenpaar), z. B. B III O und B III U bei B III usw. Die Bewehrungspläne der Versuchskörper sind in den Bildern 3/2.2 und 3/2.3 dargestellt. Es wurde die Betonfestigkeitsklasse B 25 bei der Prüfung im Alter 28 d angestrebt. Die Bewehrung bestand aus BSt 420/500 RK (Rippenstahl).

Die Versuchskörper B III und B IV besaßen im Einspannbereich den Bewehrungsgrad $\mu_E \approx 0,9 \%$ und im Feldbereich $\mu_F = 0,6 \%$ - entsprechend der Momentenverteilung infolge der beiden Einzellasten in den Drittelpunkten. Der obere Balken wurde mit Bewehrungsstäben $\varnothing 10$ und $\varnothing 12$, der untere mit Stäben $\varnothing 22$ mm bewehrt.

Die Versuchskörper B V und B VI waren im Einspannbereich entsprechend $\mu_E \approx 2,0 \%$ und im Feldbereich $\mu_F \approx 1,0 \%$ bewehrt. Mit den erforderlichen großen Stabdurchmessern war eine genaue Anpassung an das elastizitätstheoretisch ermittelte Verhältnis μ_E/μ_F nur bedingt möglich.

3.2 VERSUCHSKÖRPER

3.2.1 Abmessungen

Die Balken besaßen einen Rechteckquerschnitt von $b/d = 35/40$ cm. Die Stützweite betrug 5,0 m, so daß sich eine praxisübliche Schlankheit $\lambda/d = 12,5$ ergab.

Wie aus Bild 3/2.1 und 3/4.1 zu ersehen ist, umfaßt ein Versuchskörper, der die Form einer Gabel besitzt, zwei Versuchsbalken. Diese sind in einem massiven Block voll eingespannt und miteinander verbunden. Durch die gewählte Form des Versuchskörpers ist es möglich, zwei Balken gleichzeitig zu prüfen. Dabei wurde vorausgesetzt, daß die beiden Balken nach Größe und Richtung identische Auflagerverschiebungen aufgezwungen erhalten.

3.2.2 Rechenwerte

In Fortführung der Versuche an Balken, die einem plötzlich aufgeprägten und nur kurzzeitig wirkenden Biegezwang infolge von Auflagerverschiebung unterworfen worden waren (s. Teil 2), sollten die hier berichteten Versuche den Einfluß einer langandauernden Einwirkung von Last und Zwang erhehlen. Bei der Bemessung der Versuchsbalken wurde von einer rechnerischen Abschätzung der Zwangmomente Abstand genommen; d. h. die Balken wurden nur für äußere Last dimensioniert.

Tab. 3/2.1 enthält die zu den gewählten Bewehrungsgraden μ_E und μ_F gehörigen Bruchschnittgrößen krit M nach DIN 1045 (Rechenwerte nach DIN 1045 für B 25 bzw. BSt III sowie Grenzdehnungen nach Bild 13 von DIN 1045) sowie die mit den tatsächlichen Festigkeitskennwerten der Baustoffe bezeichneten Werte M_{UR} (tatsächliche Streckgrenze ohne Stahldehnungsbeschränkung; $\beta_R = 0,85$ tats β_{wm} ; $\epsilon_{b1} \geq - 3,5 \text{ } ^\circ/\infty$). In der Tabelle sind auch bereits die gemessenen Lasten bzw. Schnittgrößen des Bruchzustands aufgeführt.

Unter Gebrauchslast blieb die Schubbeanspruchung der Versuchskörper B III und B IV im Schubbereich 1, so daß lediglich eine konstruktive Bügelbewehrung $\emptyset 8$, $a = 20 \text{ cm}$ über die ganze Balkenlänge eingelegt werden mußte. Bei den Versuchskörpern B V und B VI wurde im Einspannbereich der Schubbereich 2 erreicht. Hier wurde eine Bügelbewehrung mit $\emptyset 8$, $a = 20 \text{ cm}$ $\emptyset 10$, $a = 10 \text{ cm}$ gewählt.

3.3 BAUSTOFFE

3.3.1 Beton

Es wurde ein B 25 angestrebt; die Prüfung der Balken begann im Alter von 28 Tagen. Es wurde ein PZ 35 F verwendet. Die Kornzusammensetzung des überwiegend quarzitischen Zuschlaggemisches ist, stellvertretend für alle vier Betonagen, in Bild 3/3.1 gezeigt, das für den Versuchskörper B III gilt. Die Zusammensetzungen der Betone der Versuchskörper sind in der Tab. 3/3.1 zusammengestellt. Die Verdichtung des Betons erfolgte mit Innenrüttlern. Nach siebentägiger Nachbehandlung unter feuchten Tüchern wurden die Versuchskörper in einen Klimaraum mit Normklima 20/65 gebracht, in dem sie während der gesamten Versuchsdauer lagerten.

Die Festigkeitseigenschaften der Betone sind in Tab. 3/3.2 zusammengefaßt. Die Würfelfestigkeit wurde an Würfeln $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}$ nach 7, 28 und 120 Tagen bestimmt. Die Biegezugfestigkeit wurde an Balken $15 \times 15 \times 70 \text{ cm}$ die Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit an Zylindern $\emptyset 15 \text{ cm}$,

$h = 30$ cm nach 28 und 120 Tagen und die Prismendruckfestigkeit an Prismen $15 \times 15 \times 70$ cm nach 28 Tagen ermittelt. Der Elastizitätsmodul wurde in Anlehnung an DIN 1048, Blatt 3 an Zylinder: $\varnothing 15$ cm, $h = 30$ im Alter von 28 Tagen bestimmt.

Da es sich hier um Langzeitversuche handelte, war es für spätere Auswertungen notwendig, das Schwinden und Kriechen des Betons zu erfassen. Als Probekörper wurden Zylinder $\varnothing 20$ cm, $h = 80$ cm gewählt. Die Dehnungen wurden an vier gegenüberliegenden Mantellinien über eine Basislänge von 50 cm mit einem Setzdehnungsmesser gemessen. Die Kriechkörper wurden mit einer Dauerspannung entsprechend einem Drittel der Prismenfestigkeit über vier bis sieben Monate belastet.

Die Ergebnisse der Spannungs-Dehnungsversuche, der Schwind- und Kriechmessungen sind auf den Bildern 3/3.2 bis 3/3.4 aufgetragen.

3.3.2 Betonstahl

Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Betonrippenstahls BST 420/500 RK sind in Tab. 3/3.3 zusammengestellt.

3.4 DURCHFÜHRUNG DER VERSUCHE

3.4.1 Aufbau

Bild 3/4.1 zeigt den Versuchsaufbau. Der Einspannteil des Versuchskörpers wurde drehbar über zwei dicke Stahlplatten und einem dazwischen liegenden Halbrundprofil gelagert.

Das freie Ende des unteren Balkens wurde über eine stählerne Unterkonstruktion frei drehbar und verschieblich auf dem Hallenboden gelagert. Die Unterkonstruktion war so gestaltet, daß in sie eine Kraftmeßdose eingeschoben werden konnte, mit der die Auflagerkräfte gemessen werden konnten. Vor dem Aufbringen der äußeren Kräfte wurden die beiden freien Enden über eine Spannstange $\varnothing 26,5$ mm, St 850/1050

zugfest und schlupffrei, jedoch ohne Vorspannung, miteinander verbunden. Der Querschnitt der Spannstange war so groß gewählt worden, daß mit ausreichender Genauigkeit eine starre Stützung vorlag. Diese Voraussetzung wurde durch Messung des inneren Abstands zwischen den Balken kontrolliert.

Die Belastung der Balken in den Drittelpunkten erfolgte durch zwei Prüfzylinder, die zwischen dem oberen und unteren Balken eingebaut wurden (Bild 3/4.1). Um eine gelenkige, also eine pendelstabartige Krafteinleitung zu erzielen, wurden an beiden Enden eines jeden Prüfzylinders Kugelkalotten zwischengeschaltet. Die Prüfzylinder wurden von einem Amsler-Steuerstand versorgt.

Das Aufbringen der positiven Stützenverschiebung (Zusammendrücken der "Stimmgabel") erfolgte durch eine Hohlkolbenpresse über das herausragende Spannstabende. Das Aufzwingen der negativen Verschiebung erfolgte durch Nachlassen mit Hilfe der Hohlkolbenpresse (Spreizen der "Stimmgabel"). In beiden Fällen blieb die äußere Last (Prüfzylinder in den Drittelpunkten) konstant.

Nach dem Erreichen der Gebrauchslast z_{ul} P wurde diese über Preßluftflaschen konstant gehalten. Nach Beendigung der Langzeitbeobachtungen wurden die Pressen zur Erzeugung der Drittelpunktbelastung wieder am Steuerpult angeschlossen. Die Last wurde dann in Stufen bis zum Bruch erhöht.

3.4.2 Belastungsprogramm

Die Belastungsprogramme der Versuchsbalken sind in den Tab. 3/4.1 und 3/4.2 zusammengestellt.

Bei den Versuchskörpern B III und B IV wurden folgende Laststufen aufgebracht: 10; 20; 30; 40 und z_{ul} P = 51,7 kN. Bei den Versuchskörpern B V und B VI: 20; 40; 60; 80 und z_{ul} P = 97 kN. Hierauf folgte dann die Laststufe "Gebrauchslast und Stützensenkung". Der Lastfall Stützensenkung wurde bei den Versuchskörpern B III und B V dadurch aufgebracht, daß die beiden gelenkigen Auflagerpunkte des oberen und des unteren Balkens mit Hilfe der Hohlkolbenpresse um 4 cm zusammengezogen wurden. Nach Bild 3/1.1 ist diese Verschiebung je Balken von 2 cm als positive Stützenver-

schiebung definiert. Sie bewirkt eine Verringerung der Stützmomente bzw. eine Vergrößerung der Feldmomente.

Bei den Versuchskörpern B IV und B VI wurde eine negative Stützenverschiebung aufgezwungen. Es wurden die gelenkig gelagerten Balkenenden um 4 cm auseinander gedrückt. Dies führt zu einer Erhöhung des Stützmoments.

Nach Erfassung sämtlicher Meßdaten in der Laststufe zur $P + \Delta$ wurde auf Konstanthaltung mit Preßluft umgeschaltet, um so die äußere Last rund 4 - 5 Monate konstant halten zu können. Der zeitliche Abstand der Meßtermine wurde so gewählt, daß im logarithmischen Zeitmaßstab die Zwischenräume etwa gleich groß waren.

3.4.3 Messungen

Die Auflagerkraft im Spannstab wurde über eine Kraftmeßdose, die Kräfte der eingeschliffenen Pressen wurden über Öldruckmanometer gemessen. Zur genauen Einstellung der gewählten Stützverschiebung und zur Kontrolle des konstant zu haltenden Abstands zwischen den beiden gelenkigen Auflagern wurde eine Meßuhr mit einem Meßweg von 50 mm und einer Teilung von 1/100 mm eingesetzt. Vier weitere Uhren vom gleichen Typ wurden zur Messung der Durchbiegungen in den Drittelpunkten der Balken verwendet.

An den in den Ecken des Rechteckquerschnitts liegenden Bewehrungsstäben wurden in drei Schnitten - in den Drittelpunkten und an der Einspannstelle - Dehnmeßstreifen vom Typ Hottinger, LY 11, mit der Meßlänge 6 mm, angeklebt. Die Anordnung der Dehnmeßstreifen ist auf Bild 3/4.2 dargestellt. Die Dehnmeßstreifen wurden an einem Kompensator und Meßverstärker mit 80 Meßstellen von der Firma Hottinger-Baldwin-Meßtechnik angeschlossen.

An beiden Seitenflächen der Balken, oben und unten in Schwerpunkthöhe der Stahleinlagen, wurden Meßpunktzeilen für die Messung der Betondehnungen mit Setzdehnungsmesser vorgesehen. Die Basislänge des SDM betrug 200 mm. Zur Messung diente ein automatisch registrierender Setzdehnungsmesser. Für die zeichnerische Übertragung der entste-

henden Risse wurden die Balken mit einem Raster versehen. Die Erfassung der Meßdaten erfolgte jeweils zwei Minuten nach Erreichen der Laststufe. Der Ablauf der Messungen war wie folgt:

1. Messung der Durchbiegungen und des Abstands der gelenkig gelagerten Balkenenden,
2. Messung der Stahldehnungen mit DMS,
3. Messung der Auflagerkraft mit KMD,
4. Messung der Betondehnungen mit SDM,
5. Anzeichnen der Risse und Messung der Rißbreiten mit einer Meßlupe mit 1/100 mm Teilung.

3.5 VERSUCHSERGEBNISSE

3.5.1 Bruchverhalten

Bei sämtlichen vier Versuchsbalken trat ein Biegebruch infolge Fließens der Stahleinlagen ein. Bei den Versuchsbalken mit der positiven Auflagerverschiebung (Zusammendrücken der Balkenenden, Erhöhung des positiven Feldmoments), B III und B V, floß zuerst die Bewehrung an der Stelle des größten Feldmoments, und zwar beginnend am unteren Balken (Schnitt 6; s. Bild 3/4.2).

Bei den Versuchsbalken mit der negativen Auflagerverschiebung (Auseinanderdrücken der Balkenenden, Verminderung des positiven Feldmoments), B IV und B VI, versagte die Bewehrung durch gleichzeitiges Fließen sowohl im Feld als auch im Einspannquerschnitt (Schnitte 2, 4, 6, 8).

Die gemessene Bruchlast erwies sich als von der Richtung der aufgetragenen Auflagerverschiebung unabhängig (s. Tab. 3/2.1). Für die schwächer bewehrten Versuchskörper B III und B IV betrug die Bruchlast $P_{UV}/zul P = 2,22$. Die rechnerischen Biegebruchlasten P_U wurden deutlich überschritten. Eine Abminderung der Biegetragfähigkeit trat durch die Auflagerverschiebung nicht ein, obwohl diese bei der Bemessung bewußt unberücksichtigt geblieben war.

3.5.2 Auflagerkräfte und Schnittgrößen

3.5.2.1 Auflagerkräfte

In den Bildern 3/5.1 bis 3/5.4 sind die gemessenen und bezogenen Auflagerkräfte $A/2P$ des verschieblichen Balkenendes in Abhängigkeit von Last und Zeit aufgetragen. Weiterhin sind auch die rechnerischen Verläufe eingezeichnet, die nach E-Theorie berechnet worden waren, und zwar zum einen mit $c = 1$ und zum anderen mit $c = 0,68$ nach [3].

Bedingt durch die Rißbildung und die damit verbundenen Umlagerungen sind im Bereich reiner Lastbeanspruchungen gewisse Abweichungen von der rechnerischen 0,333-Linie gegeben, die jedoch mit steigender Last klein werden. Hinzu kommen gewisse Nachgiebigkeiten in den Verankerungen der Spannstange etc.

Bei keinem der Versuchskörper wird die rechnerische Linie des Zustands I mit $c = 1$ nach Aufbringen der Auflagerverschiebung erreicht. Beim Vergleich der Versuchskörper B III und B V (+ Δ) bzw. B IV und B VI (- Δ) ist die unterschiedliche Bewehrung der Versuchskörper zu beachten, die sich natürlich in unterschiedlichen Lasten zur P äußert.

Bei positiver Verschiebung, Versuchskörper B III und B V, wird auch die rechnerische Linie für $K_{Bw} = c K_{Bb}$ nicht erreicht. Der zeitabhängige Abfall von A_z , ausgedrückt durch $\Delta A_z(t)$, stellt sich beim schwächer bewehrten Versuchskörper B III größer ein. Bei der anschließenden Bruchbelastung verschwindet der Zwangeinfluß in der Auflagerkraft fast vollständig.

Bei einer negativen Auflagerverschiebung erreicht bei Zwangaufbringung die Auflagerkraft A_z die mit $K_{Bw} = c K_{Bb}$ gerechnete Linie. Auch hier fällt A_z infolge des Zeiteinflusses sowie bei weiterer Laststeigerung ab; A nähert sich A_p . Im übrigen gelten die für + Δ gemachten Feststellungen.

3.5.2.2 Schnittkraftumlagerungen

Auf den Bildern 3/5.5 bis 3/5.8 ist für die einzelnen Versuchskörper das Verhältnis $M_E/\max M_F$ aufgetragen. Dieses Verhältnis beträgt bei reiner Lastbeanspruchung nach

E-Theorie 1,5. Dem gemessenen Verhältnis ist das rechnerische, mit $c = 0,68$ bzw. $0,78$ bestimmte, gegenübergestellt worden. Da im Bereich reiner Lastbeanspruchung, $P < \text{zul } P$, aus den bereits erwähnten Gründen die gemessene Auflagerkraft gewissen Schwankungen unterlag, treten in diesem Bereich Abweichungen auf. Rechenwerte wurden nur noch mit den abgeminderten Biegesteifigkeiten $K_{Bw} = c K_{Bb}$ ermittelt. Die im Versuch gemessenen Verhältnisse M_E/M_F liegen stets deutlich unter den mit $K_{Bw} = c K_{Bb}$ berechneten. Bei der Bewertung des Abstandes muß allerdings auch die Genauigkeit bedacht werden, mit der sich der Zustand unmittelbar vor Stützensenkung eingestellt hatte. Man kann allgemein beobachten, daß bei Zunahme der Bewehrungsgrade μ_F und μ_E auch eine bessere Annäherung an die Rechenwerte gegeben ist ($c = f(\mu_F + \mu_E)$).

Durch die positive Auflagerverschiebung, Versuchskörper B III und B V, wird das Stützmoment entlastet. Durch den Zeiteinfluß wird ein Teil der Entlastung wieder rückgängig gemacht. Bei Laststeigerung bis zum Bruch verschwindet der Zwanganteil im Verhältnis M_E/M_F vollständig. Der Zeiteinfluß fällt beim stärker bewehrten Versuchskörper B V geringer aus.

Die bei negativer Auflagerverschiebung, Versuchskörper B IV und B VI, eintretende belastende Wirkung für das Stützmoment wird im Laufe der Zeit ebenfalls abgebaut.

In den Bildern 3/5.9 bis 3/5.12 sind die Einspann- und die größten Feldmomente der Versuchskörper über der bezogenen Last $P/\text{zul } P$ dargestellt. Dabei wurden M_E und M_F in bezogener Form aufgetragen, wobei der Bezug auf die Momente infolge $\text{zul } P$ nach E-Theorie erfolgte; diese Darstellung verdeutlicht die zwangbedingten Veränderungen.

Bei positiver Auflagerverschiebung (Vergrößerung von M_F), Versuchskörper B III und B V, ist bei krit P der Zwanganteil nahezu völlig abgebaut. Der Einfluß des größeren Bewehrungsgrades von B V gegenüber B III bleibt gering.

Bei negativer Auflagerverschiebung (Vergrößerung von M_E), Versuchskörper B IV und B VI, ist der Abbau des Zwangeinflusses beim Versuchskörper B IV nicht besonders ausgeprägt. Allerdings ist zu bemerken, daß bereits vor dem Aufbringen der Auflagerverschiebung beträchtliche Abweichungen von den Rechenwerten nach Elastizitätstheorie aufgetreten waren. Die Abweichungen übertreffen die der anderen Versuchskörper bei weitem und können durch eine unvorhergesehene Nachgiebigkeit am freien Auflager entstanden sein.

3.5.3 Rißbildung

3.5.3.1 Vorbemerkung

Da durch den Zwang vornehmlich das Gebrauchsverhalten beeinflusst wird, wurden sehr umfangreiche Messungen der Rißentwicklung und Rißbreiten durchgeführt. Im Rahmen dieses Berichts können nur einige Rißbilder wiedergegeben werden.

3.5.3.2 Entwicklung der Rißzahlen

In den Bildern 3/5.13 bis 3/5.16 wurde die Entwicklung der Rißanzahl dargestellt. Dabei wurden die Risse getrennt nach Feld- und Stützenbereich ausgezählt. Es wurden nur Biegerisse bewertet, die die Bewehrungslagen kreuzen. Weiterhin wurde der obere und untere Balken getrennt betrachtet, da sich die Balken durch die Bewehrungsaufteilung unterscheiden: Die Bewehrung des oberen Balkens wurde durch Stäbe kleineren Durchmessers als die des unteren Balkens dargestellt.

Durch eine positive Auflagerverschiebung (B III + B V) erhöht sich die Anzahl der Feldrisse natürlich sprunghaft (+ 3 bis 5 Risse). Die Zahl der Risse vergrößert sich im Laufe der Zeit, insbesondere bei den höher bewehrten Balken des Körpers B V.

Bei der negativen Auflagerverschiebung (B IV und B VI) nimmt beim Aufprägen des Zwangs die Zahl der Risse im Bereich der negativen Momente zu, die weitere Zunahme im Laufe der Zeit bleibt im Stützenbereich klein, ist jedoch

im Feldbereich deutlich größer. Dies ist erklärlich, denn der zeitabhängige Abbau des Einspannmoments führt zum Anwachsen des Feldmoments.

3.5.3.3 Rißbreiten

Die Entwicklung der mittleren Rißbreiten in Abhängigkeit von Last und Zeit ist in den Bildern 3/5.17 bis 3/5.20 dargestellt. Durch die positive Auflagerverschiebung (B III und B V) entsteht eine Zunahme der Rißzahl und eine spontane Zunahme der mittleren Rißbreite im Feld. Diese fällt natürlich beim schwächer bewehrten Balken B III größer aus als bei B V. Die mittlere Rißbreite im Einspannbereich nimmt bei Zwangaufbringung ab. Der Zeiteinfluß ist wenig ausgeprägt. Nur beim schwächer bewehrten Balken B III ist eine, wenn auch geringe Zunahme zu beobachten. Der obere Balken, mit dünneren Stäben bewehrt, zeigt in der Regel kleinere mittlere Rißbreiten.

Bei der negativen Auflagerverschiebung (B IV und B III) nehmen die mittleren Rißbreiten im Einspannbereich bei Aufträgen der Zwängung stets sprunghaft zu. Die zeitabhängige Zunahme beträgt i.M. 0,03 bis 0,05 mm, wobei ein Abklingen der Zunahme nach rd. 120 Tagen noch nicht eingetreten war. Auch hier zeigen die oberen Balken (kleines d_s/μ) die geringeren Rißbreiten. Die mittleren Rißbreiten in den Feldbereichen zeigen teilweise widersprüchliches Verhalten.

Die Abhängigkeit der größten Rißbreiten von der Last und der Zeit zeigen die Bilder 3/5.21 bis 3/5.24. Die für die mittleren Rißbreiten getroffenen Feststellungen gelten auch für max. w ; i.M. beträgt $\max w/w_m \approx 1,5 \div 1,8$.

3.5.3.4 Rißbilder

Aus der Vielzahl der aufgenommenen Rißbilder wird nur eine Auswahl dargestellt. Für jeden Balken werden vier Laststufen ausgewählt: zul P; zul $P+\Delta$; zul $P+\Delta$ Ende der Dauerstandzeit und ein Zustand unmittelbar vor dem Bruch. Die Bilder 3/5.25 bis 3/5.32 zeigen die Rißbilder. Es ist zu beachten, daß die ausgezogen dargestellten Risse die vor dem Anfahren der Laststufe bereits vorhandenen und die gestrichelt dargestellten Risse die in der Laststufe selbst

entstandenen sind. Die gestrichelten und ausgezogenen Risse sind also in der Laststufe vorhanden. Weitere Erläuterungen sind u. E. nicht nötig.

3.5.4 Stahl- und Betondehnungen

Die Betondehnungen wurden zu allen Belastungszuständen in zwei Bezugslinien mit SDM (200 mm) gemessen. Sie lagen jeweils 3,5 cm vom oberen bzw. unteren Rand des Balkens entfernt, auf der Vorder- und Rückseite. Die Stahldehnungen hingegen wurden mit DMS in charakteristischen Schnitten gemessen.

Die Bilder 3/5.33 bis 3/5.36 zeigen den Verlauf der Beton- und Stahldehnungen in den Hauptschnitten F und E in Abhängigkeit von Last und Zeit. Bei der Bewertung der Stahldehnungen ist zu bedenken, daß der Dehnungsbetrag von der Lage des Biegerisses in Bezug zum DMS abhängt. Die gemessenen Dehnungen folgen den Veränderungen der Schnittgrößen infolge von Zwang. Der Einfluß der Zeit auf die Stahldehnungen ist gering; grob betrachtet verändert sich der Dehnwert nach Aufprägen des Zwanges nicht; dies bestätigt bekannte Überlegungen. Die Betondehnungen zeigen im Anschluß an den Zwang eine zunehmende Tendenz, die durch $S + K$ verursacht ist.

Die Verteilungen der mit SDM über die Risse hinweg gemessenen Betondehnungen in der oberen und unteren Balkenfaser zeigen die Bilder 3/5.37 bis 3/5.40. Dabei wurden folgende Belastungszustände ausgewählt: zul P; zul P + Zwang und zul P + Zwang am Ende der Dauerstandperiode. Weiterhin enthalten die Bilder Rechenwerte der Stahldehnungen für den reinen Zustand II:

$$\text{rechn } \varepsilon_{sR} = \frac{M}{A_s E_s z}$$

für die Zustände zul P und zul P + Δ . Auf die Berücksichtigung des Versatzmaßes wurde verzichtet, da in den betrachteten Zuständen eine Biegeschubrißbildung noch nicht eingetreten war.

Bedingt durch Meßungenauigkeiten und durch die zufällige Lage und Anzahl von Biegerissen innerhalb der Meßstrecken liegen die mittleren Betondehnungen in gezogenen Bereichen teilweise über den rechnerischen Stahldehnungen. In anderen Teilbereichen ist die Mitwirkung des Betons deutlich.

Die Betondruckdehnungen im Feldbereich nehmen im Laufe der Zeit infolge Schwindens und Kriechens zu. Auch der erste Dehnungswert im Schnitt 1, obere Faser, ist als Schwinddehnung zu interpretieren.

4. ZUSAMMENFASSUNG UND FOLGERUNGEN

Stahlbetontragwerke erfahren während ihres Gebrauchs nicht nur lastabhängige Beanspruchungen, sondern darüber hinaus - bei statisch unbestimmter Stützung - auch lastunabhängige Beanspruchungen durch Zwang (aufgezwungene Verformungen - imposed deformations). Häufige Ursache des Zwangs sind ungleiche Auflager-Setzungen, Temperaturunterschiede u. a. m. Zahlreiche Bauschäden, z. B. in Form breiter Risse, sind auf Zwang zurückzuführen, insbesondere dann, wenn dieser bei der Bemessung außer acht gelassen wurde. Es verwundert also nicht, daß sich die Forschung in verstärktem Maße der Klärung des Verhaltens von Stahlbetontragwerken unter Zwang bzw. unter der Kombination von Last- und Zwangbeanspruchung zuwendet.

Bei langandauernden Zwangswirkungen in Stahlbetonbauteilen ist es üblich, den Abbau von Zwangsschnittgrößen durch Kriechen bzw. Relaxation des Betons in der Regel für den Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ zu erfassen, wobei meist vorausgesetzt wird, daß das Tragwerk im Zustand I verbleibt. Es muß jedoch - zumindest bereichsweise - mit dem Eintritt von Zustand II gerechnet werden. Abgesehen von der Widersprüchlichkeit dieses Vorgehens fehlt ein Nachweis, daß zwischen $0 < t < \infty$ bezüglich Korrosionsgefahr durch Rißbildung keine kritischen Zwischenzustände eintreten.

Bei rasch eintretenden Zwangswirkungen findet in der Regel ein erheblicher Abbau durch Kriechen bzw. Relaxation statt, der durch Rißbildung (Steifigkeitsminderung des Tragwerks) verstärkt wird. Bei allmählich eintretenden Zwangswirkungen ergeben sich im allgemeinen größere Zwangsschnittgrößen, weil sich die günstige Wirkung von Kriechen bzw. Relaxation des Betons nicht in gleichem Maße auswirken kann. Der Eintritt von Zustand II hebt jedoch diese Unterschiede weitgehend auf.

Die Größe der Zwangsschnittgrößen ist stets abhängig von den Steifigkeiten des Tragswerks. Da aber die resultierenden Schnittgrößen mit den Tragwerkssteifigkeiten im Zustand II nicht linear gekoppelt sind, wird ihre Ermittlung numerisch aufwendig. Die Folge ist häufig, daß eine rechnerische Ermittlung der Zwangsschnittgrößen unterbleibt.

DIN 1045 fordert die Ermittlung der Zwangsschnittgrößen und deren Berücksichtigung bei der Bemessung, wenn hierdurch die Beanspruchung in ungünstiger Richtung verändert wird. Der Einfluß der Rißbildung - insbesondere auf die Biegesteifigkeit - darf hierbei in Ansatz gebracht werden.

Mit Hilfe der Verfahren der nichtlinearen Tragwerksberechnungen ist es heute möglich, die Schnittgrößen infolge von Zwang allein oder infolge einer Kombination aus Last + Zwang unter Berücksichtigung der Rißbildung, der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und der Viskoelastizität des Betons zu berechnen. Diese Verfahren sind in der Regel sehr komplex, rechnerorientiert und selten für die Praxis aufbereitet. Zwischen dem theoretisch Machbaren und dem für die Ingenieurpraxis Notwendigen besteht eine Kluft. Einen ersten Ansatz, diese Kluft zu überbrücken, stellt das Berechnungsverfahren der wirksamen Biegesteifigkeit dar, das in [1] und [2] entwickelt und in modifizierter Form in das Heft 240 [3] der Schriftenreihe des DAfStb aufgenommen wurde. Weil Lastschnittgrößen, insbesondere im Gebrauchslastbereich, von der Rißbildung und der Abnahme der Steifigkeitswerte nur wenig beeinflußt werden, dürfen nach diesem Verfahren die Zwangsschnittgrößen mit einer je Bauteil pauschal reduzierten Biegesteifigkeit $K_{Bw} = c \cdot E_b I_b$ nach E-Theorie berechnet und den auf üblichem Wege ermittelten Lastschnittgrößen überlagert werden. Der Reduktionsbeiwert c ,

der in erster Linie von Rißbildung und Bewehrungsgrad abhängt, wurde aus nichtlinearen Berechnungen gewonnen und gilt für kurzzeitig eintretenden Zwang zum Zeitpunkt $t = 0$.

Hier setzt nun das Ziel der Forschungsaufgabe an: Es erschien notwendig, in einfachen Versuchen eine Überprüfung des Reduktionsbeiwerts c herbeizuführen. Außerdem sollte versucht werden, den Einfluß der Zeit auf den Zwangabbau zu studieren.

Als Versuchskörper wurden 5 m lange Rechteckbalken gewählt, die einseitig eingespannt und am anderen Auflager verschieblich und frei drehbar gelagert waren (BSt 420/500 RK und B 25). Die Balken wurden in Stufen zunächst bis zur Gebrauchslast nach DIN 1045 belastet (zwei gleichgroße Einzellasten in den Drittelpunkten). Alsdann wurde am verschieblichen Lager eine Auflager-Hebung bzw. -Senkung von 2 cm aufgezwungen.

Die Versuche gliedern sich in zwei Abschnitte:

a) Versuchsabschnitt "Kurzzeitzwang"

In diesem Abschnitt wurden die Balken B I und B II geprüft. Die Auflagerverschiebung war nach oben gerichtet, positiv, und führte zu einer Vergrößerung des max. Feldmoments M_F und zu einer Verminderung des Stützmoments M_E infolge äußerer Last. Der Balken B I wurde für Last + Zwang nach [3] bemessen, beim Balken B I wurde der Zwang bewußt "vergessen". Die Kurzzeitbalken B I und B II wurden nach Aufprägen des Zwanges und nach einem Biegeschwellversuch über 10.000 Lastwechsel - der im übrigen nur zu einer geringen Verweichung führte - in Stufen bis zum Bruch belastet.

b) Versuchsabschnitt "Langzeitzwang"

In diesem Abschnitt wurden insgesamt acht Träger geprüft. Je zwei Träger, identisch in Geometrie und in den Bewehrungsgraden, wurden als Paar in einen Block eingespannt und bildeten einen Versuchskörper, der die Form einer Gabel mit zwei Zinken hatte; die Belastung erfolgte durch Pressen zwischen den "Zinken" gleichzeitig gegen beide Träger.

Die Trägerenden waren in ihrem gegenseitigen Abstand durch eine Zugstange festgelegt. Nachfolgend wird von vier Versuchskörpern (Balken), B III, B IV, B V und B VI, gesprochen; sie unterschieden sich in zweierlei Hinsicht:

- a) B III und B IV besaßen mit $\mu_F/\mu_E = 0,6/0,9$ % etwa die halb so große Bewehrung wie B V und B VI mit $\mu_F/\mu_E = 1,0/2,0$ %.
- b) B III und B V wurden einer positiven, B IV und B VI einer negativen Auflagerverschiebung unterworfen.

Die Balken waren nur für äußere Last bemessen. Nach dem Aufbringen des Zwangs durch Veränderung des gegenseitigen Abstandes der Trägerenden mit Hilfe der vorerwähnten Zugstange folgte eine Dauerstandzeit von rd. 120 d und hierauf die Bruchbelastung.

Im folgenden werden die wichtigsten Ergebnisse vorgestellt und einige Folgerungen getroffen.

4.1 Schnittgrößen infolge äußerer Last im Gebrauchslastbereich

Im Bereich $P \leq$ zul P war bei allen Balken eine deutliche Biege- und Rißbildung vorhanden. Die Abweichungen der gemessenen Biegemomente von den nach E-Theorie, Zustand I, mit

$K_{Bb} = \text{const.}$ gerechneten waren in der Regel gering.

4.2 Einfluß des Setzungszwangs auf die Biegetragfähigkeit

Ein Setzungszwang von 2 cm, der hier dem Verhältnis $\Delta/l = 1/250$ entspricht, verminderte das Biegebruchmoment unbeschadet der Wirkungsrichtung der Setzung nicht. Es wurde gleichmäßig ein Ergebnis $P_{UV}/\text{zul } P > 2$ erreicht. Auch bei Ansatz der tatsächlichen Werkstofffestigkeiten war die Überfestigkeit $P_{UV}/\text{rechn } P_U > 1,1$. Das Setzungsverhältnis Δ/l kann nach [2] auch in einen äquivalenten Temperaturgradienten $\Delta\vartheta = \vartheta_o - \vartheta_u$ umgerechnet werden, wobei

$$\frac{\Delta}{l} \hat{=} \frac{\alpha_t}{2} \frac{\Delta\vartheta}{d}$$

gesetzt wird. Damit ist eine Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf Temperaturbiegezwang beim einseitig eingespannten Balken möglich. Das Setzungsverhältnis $\Delta/l = 1/250$ entspricht bei einer Biegeschlankheit $d/l = 1/20$ einer Temperaturdifferenz zwischen den Balkenrandfasern von $\Delta\vartheta = 40^\circ\text{C}$.

4.3 Reaktion der Balken auf Kurzzeitzwang

Wie der durch die Gebrauchslast belastete Balken auf die plötzlich aufgezwungene Auflagerverschiebung reagiert, kann aus der Differenz der Momente unmittelbar vor und nach dem Zwang abgelesen werden. Bezieht man diesen Momentensprung auf das rechnerische Zwangsmoment nach E-Theorie und Zustand I mit $c = 1$, so erhält man den gemessenen Reduktionswert:

$$\text{gem } c = \frac{\text{gem } M_F(\text{zul } P + \Delta) - \text{gem } M_F(\text{zul } P)}{\text{rechn } M_{FZ}(c=1)} \quad (4.1)$$

Das rechnerische Zwangbiegemoment im Feld wurde dabei mit den E-Modulwerten berechnet, die an Prismen, hergestellt aus "Bauteilbeton", gemessen wurden (s. Tab.2/3.2

und Tab. 3/3.2). Bild 4.1 zeigt das Ergebnis der Auswertung. Das steife Reagieren des Kurzzeitbalkens B I hängt mit dessen erhöhter Feldbewehrung gegenüber Balken II zusammen. Der Balken B I war ja unter Berücksichtigung des Setzungszwangs bemessen worden. Seine erhöhte Biegesteifigkeit führt auch zu einem größeren Momentensprung. Bei allen anderen Balken liegt die Zwangreaktion deutlich unter dem Wert $c = 0,65$ nach [3]. Der Abbau des Zwanges durch Rißbildung war bei den gegenüber Zwang nicht zusätzlich bewehrten Balken also erheblich größer als mit dem Reduktionsbeiwert $c = 0,65$ zu erwarten war. Ein Ansatz für c , der die Abhängigkeit von der Bewehrungsmenge beinhaltet - wie in [1,2] vorgeschlagen -, beschreibt das beobachtete Verhalten besser als ein konstanter c -Wert nach [3]. Die Richtung der Setzung übte im Rahmen dieser Versuche keinen Einfluß auf den gemessenen Reduktionswert aus.

4.4 Zwangabbau durch Last und Zeit

Bei der Bemessung im rechnerischen Bruchzustand nach DIN 1045 wird bei einem Bauteil, das eine kombinierte Last- und Zwangsbeanspruchung erfährt, im allgemeinen von einem Sicherheitsbeiwert für Zwang $\gamma_Z = 1$ ausgegangen. Dieser Ansatz geht auf die Vorstellung zurück, daß sich die Zwangsschnittgrößen bei Lasterhöhung über den Gebrauchszustand hinaus keinesfalls vergrößern, vielmehr im Vergleich zu den Lastschnittgrößen verkleinern. Mit $\gamma_Z = 1,0$ gehen die Zwangsschnittgrößen nur mit ihrem $1/1,75 = 0,57$ -fachen Wert in die Bemessung ein, während die Lastschnittgrößen voll berücksichtigt werden.

In welchem Maße sich die Zwangsmomente durch die Steifigkeitsverminderung bei Laststeigerung in den Versuchen verringerten, kann durch den folgenden Ausdruck erfaßt werden:

$$\text{vorh } \gamma_Z = \frac{\text{gem } M_F(1,75 \text{ zul } P + \Delta) - 2 \cdot 1,75 \text{ zul } P \cdot l/9}{\text{gem } M_F(P_Z + \Delta) - 2 P_Z \cdot l/9} \quad (4.2)$$

Der Zähler von Gl. (4.2) stellt die Differenz zwischen dem Gesamtmoment unter γ_L -facher Gebrauchslast einschließlich Zwang und dem γ_L -fachen Lastmoment dar. Der Nenner ist die Differenz zwischen dem Gesamtmoment nach dem Aufprägen des Zwanges bei der Last $P_Z \approx \text{zul } P$ und dem Lastmoment infolge P_Z . Bei den Versuchskörpern B III bis B VI ist in vorh γ_Z auch der zwangsabbauende Einfluß des Kriechens eingeschlossen. Tab. 4.1 zeigt die Auswertung der Meßergebnisse:

Tab. 4.1 Vorhandene Sicherheitsbeiwerte für Zwang bei $\gamma_L \cdot \text{zul } P$

Bez.	Δ	μ_F %	μ_E %	vorh γ_Z bei 1,75 zul P	vorh c bei zul P	Zwang bei Bemessung erfaßt	
B I	+	0,9	0,5	1,10	0,70	zus. Zwangabbau durch Kriechen	ja
B II	+	0,7	1,1	0,62	0,52		nein
B III	+	0,6	0,9	0,38	0,39		
B IV	-	0,6	0,9	0,38	0,39		
B V	+	1,0	2,0	0,20	0,45		
B VI	-	1,0	2,0	0,47	0,52		

Beim Balken B I, der mit $c = 0,7$ für Zwang bemessen wurde, stellte sich eine Verminderung von γ_Z infolge Laststeigerung nicht ein; es zeigte sich sogar eine geringfügige Zunahme von γ_Z . Bei allen anderen Balken, bei denen der Zwang bei der Bemessung bewußt unberücksichtigt blieb, ist eine deutliche Abnahme von γ_Z zu verzeichnen.

Wenngleich die Werte γ_Z sicherlich mit Unsicherheiten behaftet sind, ist dennoch der Schluß erlaubt, daß die nach DIN 1045 erlaubte, abgeminderte Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen berechtigt ist. Der Ansatz nach DIN 1045 ist auch nicht zu vorsichtig, wie Balken I zeigt und auch die restlichen Versuchswerte erkennen lassen, die ja mit Versuchskörpern ohne zusätzliche Bewehrung zur Aufnahme der Zwangsschnittgrößen ermittelt wurden und - von Balken I und II abgesehen - einen Zwangabbau durch Kriechen auch enthalten. Mit höherer Bewehrung wären im übrigen auch größere Werte γ_Z zu erwarten und damit Annäherung an die Annahmen in DIN 1045 gegeben.

Nun interessiert die Frage, in welchem Umfang sich das Kriechen des Betons am Zwangabbau beteiligt. Die Abschätzung des Zwangsabbaus durch Kriechen bei einem Tragwerk, das bereichsweise im Zustand II ist, fällt schwer. Geht man in erster Näherung davon aus, daß das Tragwerk ungerissen ist, so kann man das Trost'sche Verfahren anwenden [6]. Hiernach erfolgt der Abbau der relaxierenden Schnittgröße M_{FZ} zwischen $t = t_0 = 28 \text{ d}$ und $t = t_0 + t_e$ nach:

$$M_{FZe} = M_{FZo} \left[1 - \frac{\varphi_e}{1 + \varphi_e} \right] \quad (4.3)$$

Mit der hier gültigen wirksamen Körperdicke $d_{ef} = 20 \text{ cm}$ und mit $\varphi_{fo} = 2,0$ (20°C , 65 % r.F.) ergibt sich nach DIN 4227, Teil 1 (Dez. 1979) im Zeitpunkt $t = t_0 + 120$ Tage eine Kriechzahl $\varphi_t = \varphi_e = 1,20$. Der Relaxationskoeffizient kann zu 0,8 gesetzt werden. Damit erhält man das Zwangsmoment zu:

$$M_{FZe} \approx 0,40 M_{FZo} \quad (4.4)$$

Für das Anfangszwangmoment M_{FZo} wird die tatsächlich gemessene Größe eingesetzt. Wie Tab. 4.2 zeigt, wird damit der Zwangabbau durch Kriechen bei Anwendung von Gl.(4.4)

in der Regel überschätzt. Das war zu erwarten, denn die relative Steifigkeitsänderung eines Querschnitts im Zustand II durch Kriechen ist kleiner als im Zustand I. Eine realistische Abschätzung des Abfalls des Zwangsmoments durch Kriechen im Zustand II erfordert also die Berücksichtigung des Einflusses der Rißbildung. Die Arbeiten [30] und [31] bieten hierzu eine Möglichkeit. Nach [30] ist die Abschätzung über die Zunahme der wirksamen Krümmung

$$\kappa_{wo} = M(t_o)/c E_b J_b \quad (4.5)$$

infolge Kriechens im Zustand II möglich:

$$\kappa_{we} = \kappa_{wo} (1 + k_{\varphi}^{II} \cdot \varphi_e). \quad (4.6)$$

In dieser Gleichung ist k_{φ}^{II} ein Faktor, der die Zunahme der Krümmung im Zustand II durch Kriechen bei $\varphi_e = 1$ beschreibt. Er hängt vom Verhältnis μ'/μ und vom Faktor $\mu \cdot E_s/E_b$ ab. Aus einer Kurventafel in [30] kann k_{φ}^{II} für B III und B IV zu rd. 0,13 und für B V und B VI zu rd. 0,16 abgelesen werden. Damit läßt sich nach [6] das Zwangsmoment im Feld zum Zeitpunkt $t_o + t_e$ wie folgt anschreiben:

$$M_{FZe} = M_{FZo} \left[1 - \frac{k_{\varphi}^{II} \cdot \varphi_e}{1 + \gamma k_{\varphi}^{II} \varphi_e} \right] \quad (4.7)$$

Setzt man in Gl. (4.7) die gemessenen Zwangbiegemomente ein, so erhält man die Rechenwerte von Tab. 4.2, die die gemessenen Werte nach $t_o + t_e$ etwas besser beschreiben als nach Gl. (4.4). Vor allem überschätzt diese Berechnung den Zwangabbau durch Kriechen nicht und führt somit nicht zu unzureichenden Bemessungsergebnissen.

Tab. 4.2 Zwangabbau infolge Zeit

B	Versuchswerte			Rechenwerte für $t + t_e$			
	t_o	$t_o + t_e$		Kriechen			
				Zustand I		Zustand II	
	gem M_{FZo}	gem M_{FZe}	vorh γ_{Ze}	M_{FZe}	γ_{Ze}	M_{FZe}	γ_{Ze}
	kNm	kNm	-	kNm	-	kNm	-
III	+12,56	+ 7,30	0,57	+5,02	0,40	+10,82	0,86
IV	-14,42	-13,27	0,92	-5,77	0,40	-12,42	0,86
V	+16,44	+13,40	0,82	+6,58	0,40	+19,70	0,83
VI	-19,10	-12,40	0,65	-7,64	0,40	-15,90	0,83

4.5 Rißbildung

Durch den Zwang steigt auch die Zahl der Risse in den Bereichen mit Momentenzuwachs an. Die Rißbreitensumme des für Zwang bemessenen Balkens B I beträgt bei Zwangaufprägung rd. die Hälfte der des Balkens B II. Dementsprechend ist auch die mittlere Rißbreite von B I im Vergleich zu B II geringer. Dies gilt für den gesamten Lastbereich, wobei die größten Rißbreiten mit 0,15 bis 0,2 mm insgesamt klein blieben, gleichgültig, ob der Zwang erfaßt oder vernachlässigt worden war. Diese Feststellung darf nicht verallgemeinert werden, sie gilt nur für die hier untersuchten Bewehrungsgrade und vergleichsweise gut mit Bewehrungsstäben durchsetzte Zugzonen.

4.6 Zusammenfassende Schlußfolgerung

Die Vorgaben in DIN 1045 und die Rechenannahmen in Heft 240 der Schriftenreihe des DAfStb über die Ermittlung von

Zwangsschnittgrößen und deren Berücksichtigung bei der Bemessung von Stahlbeton-Biegebauteilen sind angemessen; sie scheinen in Teilen des Anwendungsbereiches den Abbau des Zwanges durch Rißbildung zu unterschätzen, bleiben dadurch aber auf der sicheren Seite. Der Zwangabbau durch Kriechen bei Biegebauteilen im Zustand II ist - gegenüber Zustand I - vergleichsweise gering. Die Bemessung für Last + Zwang mit $\gamma_L = 1,75$ und $\gamma_Z = 1,0$ berücksichtigt befriedigend den Abbau des Biegezwanges bei Annäherung an den Erschöpfungszustand; eine rechnerische Kontrolle der Rißbreiten im Gebrauchszustand für Last + Zwang nach DIN 1045, Abschnitt 17.6, dürfte stets anzuraten sein.

Literaturverzeichnis

- [1] K o r d i n a , K.: Zur Frage der näherungsweise Ermittlung von Zwangsschnittgrößen. JVBH-Symp. Madrid 1970 (Einfluß des Kriechens, Schwindens und der Temperaturänderungen in Stahlbetonkonstruktionen)

- [2] T e n n s t e d t , E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Inst. f. Baustoffkunde und Stahlbetonbau d. Techn. Universität Braunschweig, H. 26, Mai 1974

- [3] Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. DAfStb Heft 240, 1980

- [4] F a l k n e r , H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAfStb Heft 208, 1969

- [5] R ü s c h , H., J u n g w i r t h , D., und H i l s d o r f , H.: Kritische Sicherung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke. Beton- und Stahlbetonbau, 68. Jg., H. 3, 4 und 6, 1973

- [6] R ü s c h , H. und J u n g w i r t h , D.: Stahlbeton - Spannbeton, Bd. 2. Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1976

- [7] L e o n h a r d t , F., F r ü h a u f , H. und N e t z e l , D.: Wasserturm ohne Wärmedämmung, Abminderung von Zwangkräften und Rissebeschränkung. Beton- und Stahlbetonbau, 64 (1969), S. 129 - 136

- [8] L e o n h a r d t , F. und S c h l a i c h , J.:
Der Hamburger Fensehturm. Beton- und Stahlbetonbau,
63 (1968), S. 193 - 203

- [9] R a o , S.: Umlagerung der Schnittkräfte in Stahl-
betonkonstruktionen. Grundlagen der Berechnung bei
statisch unbestimmten Tragwerken unter Berücksich-
tigung der plastischen Verformungen. DAfStb Heft
177, 1966

- [10] R a b i c h , R.: Beitrag zur Berechnung statisch
unbestimmter Tragwerke aus Stahlbeton unter Berück-
sichtigung der Rißbildung. Aus Theorie und Praxis
des Stahlbetonbaus, Franz-Festschrift, W. Ernst u.
Sohn, Berlin, 1969

- [11] R o s t á s y , F.S.: Zwang und Rissebeschränkung
bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habil.
Schrift, Universität Stuttgart 1975

- [12] H a r t l , G.: Die Arbeitslinie eingebetteter
Stähle bei Erst- und Kurzzeitbelastung. Diss.,
Universität Innsbruck, 1977

- [13] N o a k o w s k i , P.: Praxisgerechtes Verfahren
für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen bei
Zwangbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 75
(1980), H. 4 und 5, S. 77 - 82; 120 - 125

- [14] N o a k o w s k i , P.: Versteifende Mitwirkung
des Betons im Zugbereich von Industrieschornstei-
nen. Bericht-Nr. 1237, Lehrstuhl für Massivbau,
TU München, 1980

- [15] E i b l , J.: Zwängung und Rißbildung von Stahlbe-
tonstäben bei Behinderung der Längsverformung.
Bautechnik 11 (1969), S. 373 - 379

- [16] K o c h , R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung - Längskraft im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Diss., Universität Stuttgart 1976
- [17] R o s t á s y , F.S. und A l d a , W.: Rißbreitenbeschränkung bei zentrischem Zwang von Stäben aus Stahlbeton und Stahlleichtbeton. Beton- und Stahlbetonbau 6/1977, S. 149 - 156
- [18] P l a u k , G.: Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Stahl. BAM-Forschungsbericht 59, 1979
- [19] S v e n s v i k , B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Diss., TU Braunschweig 1981
- [20] M e h l h o r n , G. und K l e i n , D.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs and Panels. Europe-U.S. Workshop on Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics. Bochum, Juli 1980
- [21] E i b l , J. und I v á n y i , G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAFStb-Heft 260, 1976
- [22] G e r s t l e , K.H.: Material Modelling of Reinforced Concrete. IABSE-Colloquium Delft 1981, Einführungsbericht
- [23] IABSE-Colloquium: Advanced Mechanics of Reinforced Concrete. Delft 1981, Einführungsbericht

- [24] R ü s c h , H.: Die wirklichkeitsnahe Bemessung für lastunabhängige Spannung. Betontag 1965
- [25] R e h m , G. und M a r t i n , H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, 8 (1968), S. 175 - 182
- [26] D ö r r , K., M e h l h o r n , G., S t a u -
d e r , W. und U h l i s c h , D.: Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens. TH Darmstadt 1973
- [27] S c h a p e r , G.: Stahlbetonplatten unter Last- und Zwangbeanspruchung - Berechnung des zeitabhängigen Verhaltens bei Berücksichtigung der Rißbildung. Diss., TU Braunschweig, 1978
- [28] DIN 1045, Beton und Stahlbeton. Dez. 1978
- [29] D i m e l , E.: Einfluß des Betonkriechens auf Setzungszwängungen. Beton- und Stahlbetonbau 1965, Heft 6
- [30] F a v r e , R., K o p r n a , M. und P u -
t a l l a z , J.-C.: Deformation of Concrete Structures, Theoretical Basis for the Calculation. IABSE Surveys, S-16/81, Febr. 1981
- [31] T h i e l e n , G.: Bemessung und Nachweis der Rissesicherheit bei stabförmigen, biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen unter Last und Zwang. Beton- und Stahlbetonbau, 10 (1976), S. 238 - 244

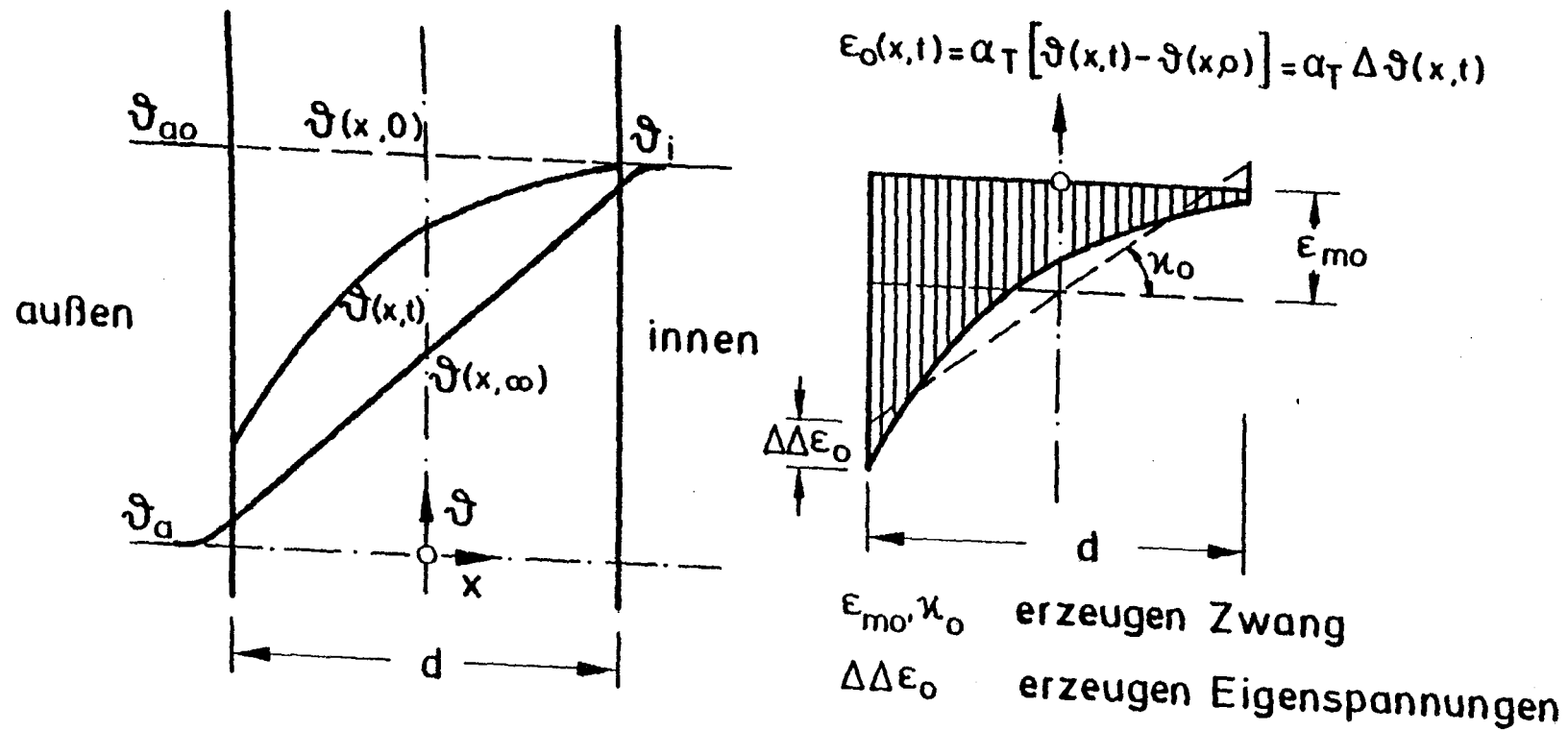


Bild 1.1 Maßgebende Dehnungen für Zwang

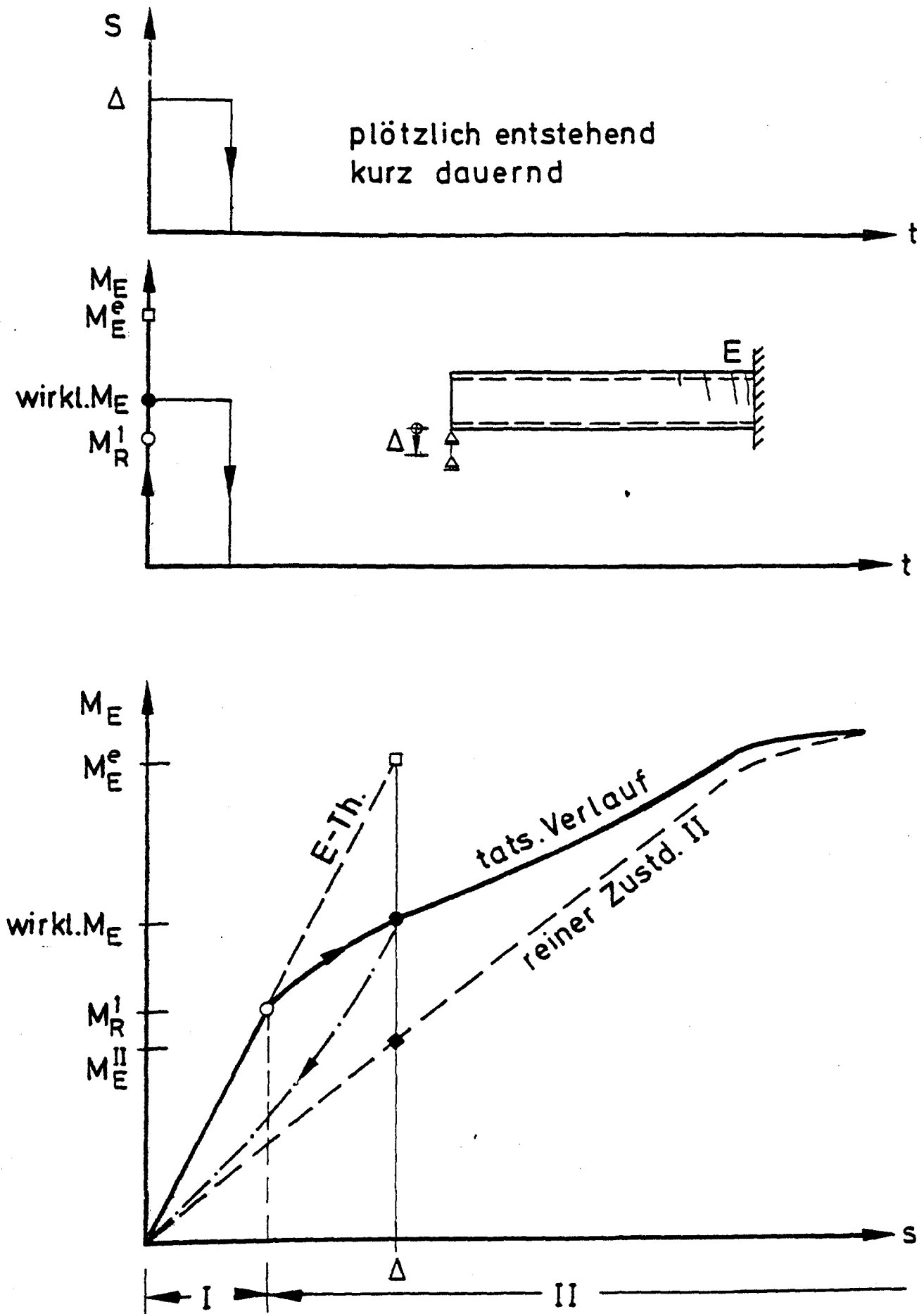


Bild 1.2 Verhalten bei einem kurzzeitigen Zwang infolge Setzungsunterschied s

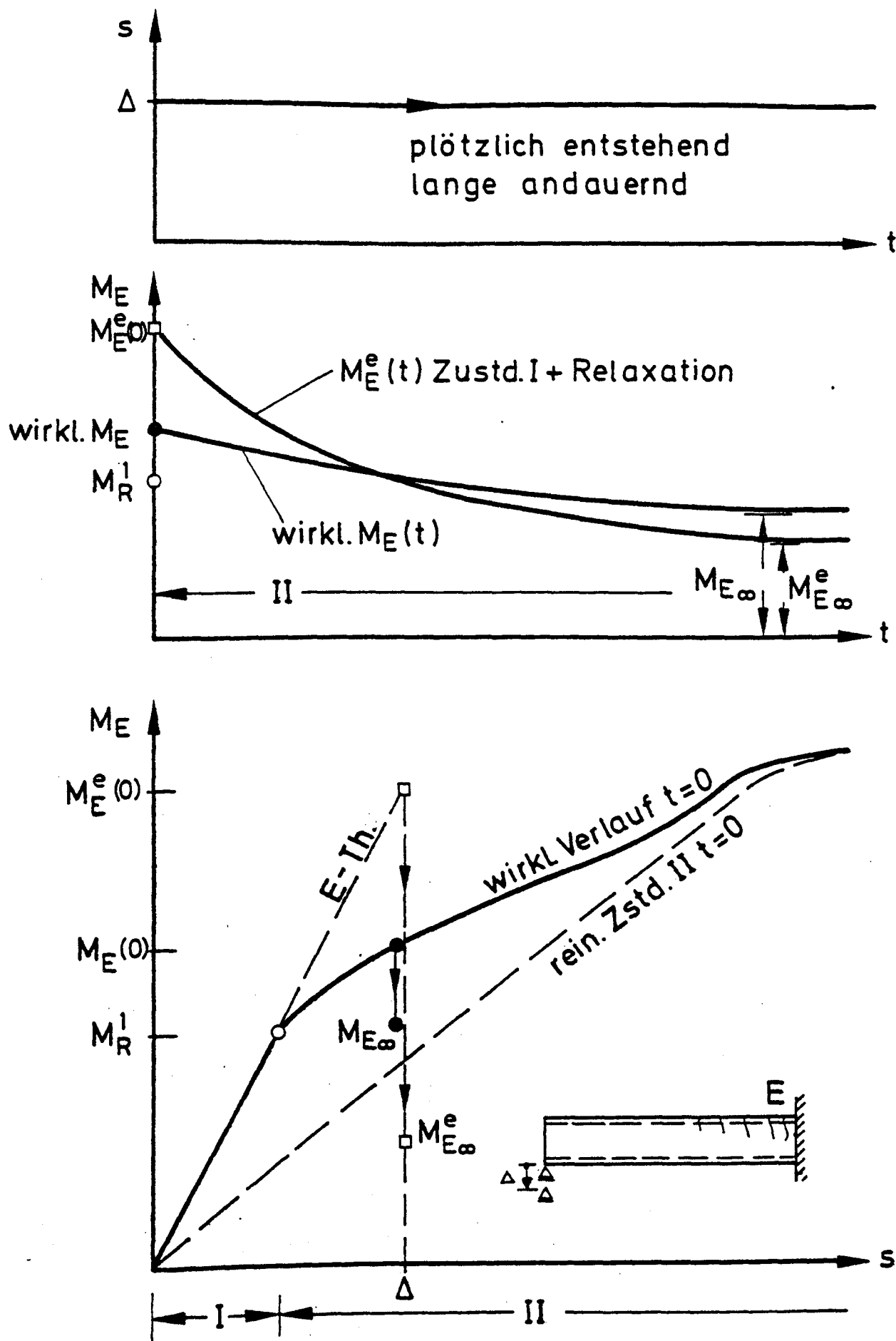


Bild 1.3 Verhalten bei einem plötzlich entstehender und langandauernden Zwang infolge Setzununterschied

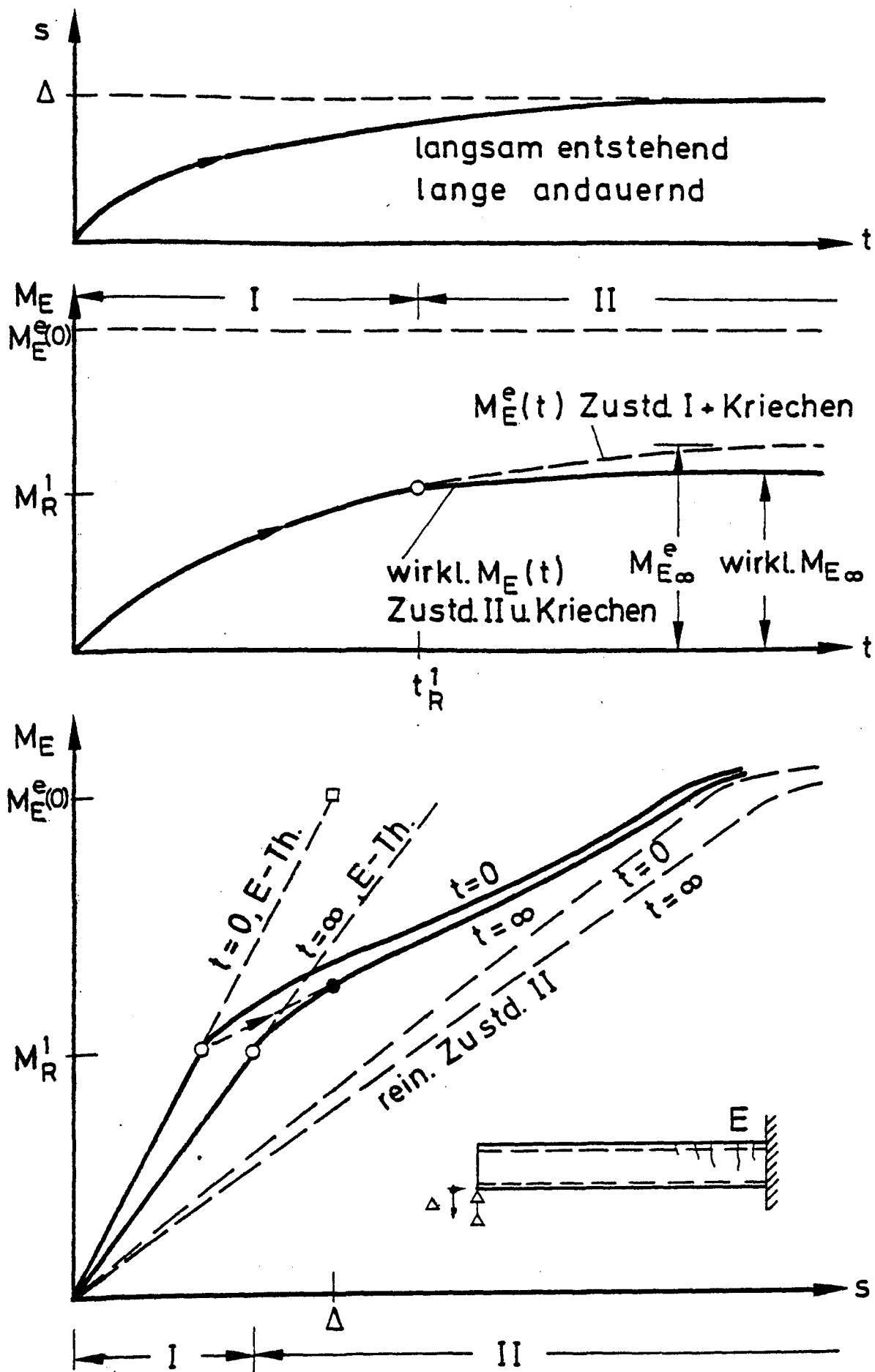


Bild 1.4 Verhalten bei einem langsam entstehenden und langandauernden Zwang infolge Setzungsunterschied

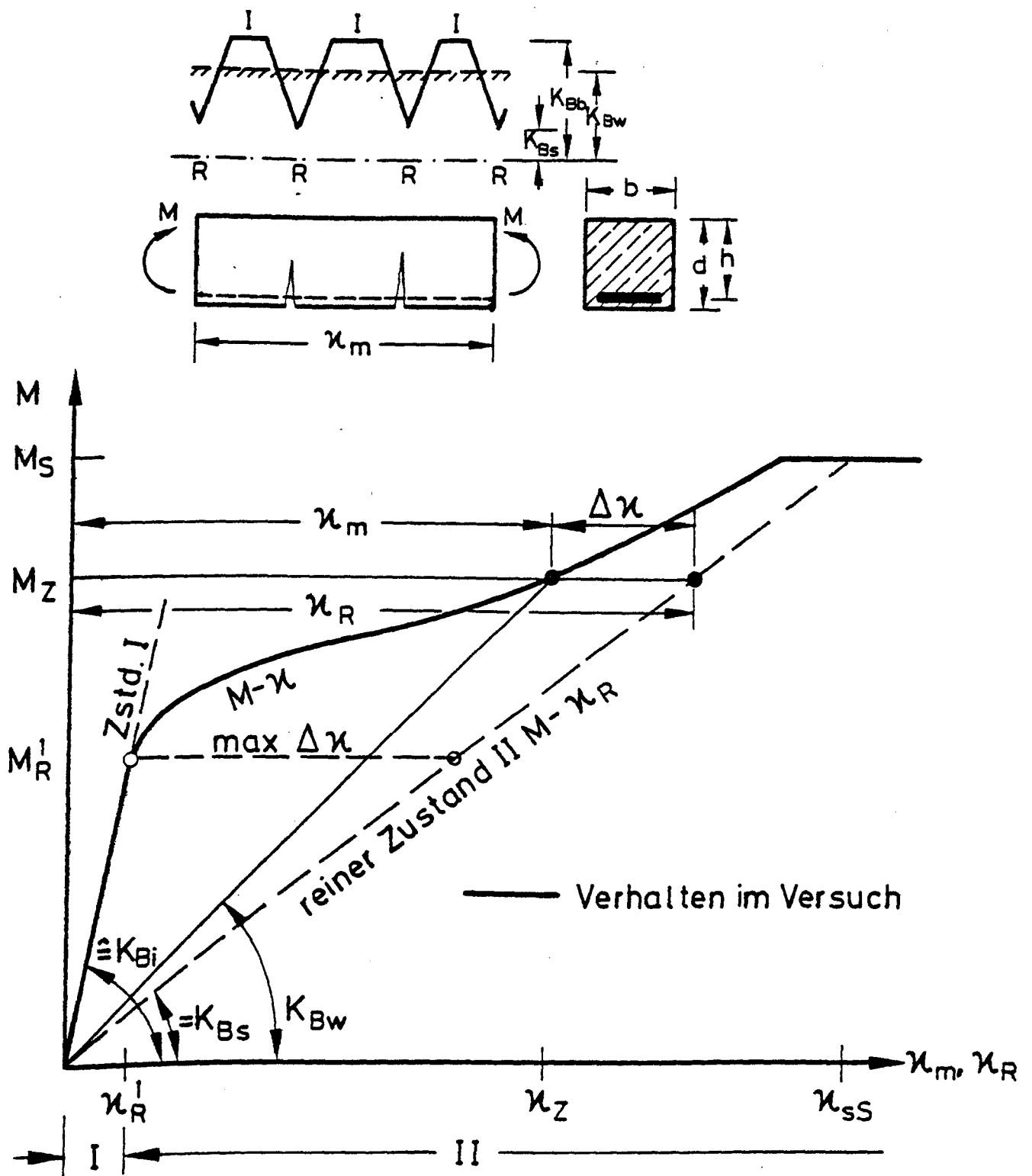


Bild 1.5 Mitwirkung auf Zug zwischen den Rissen beim Stahlbetonbiegestab unter Erstbelastung

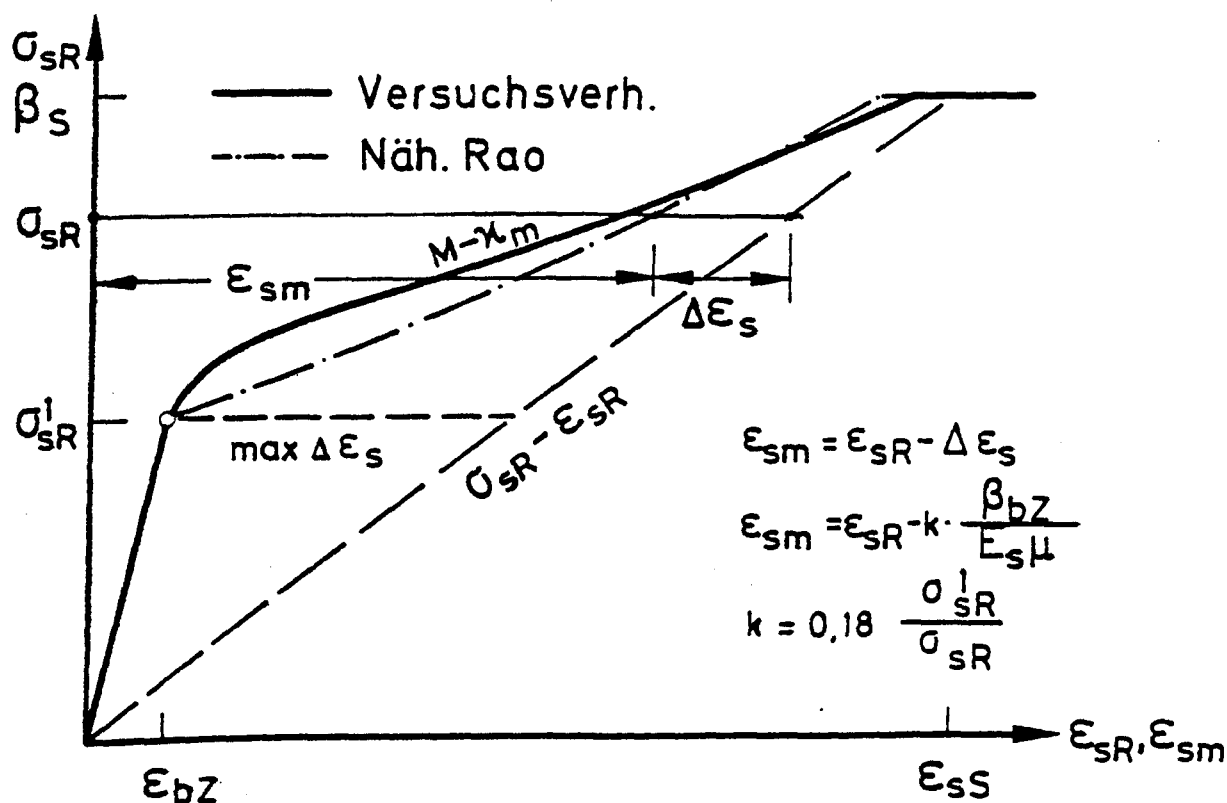
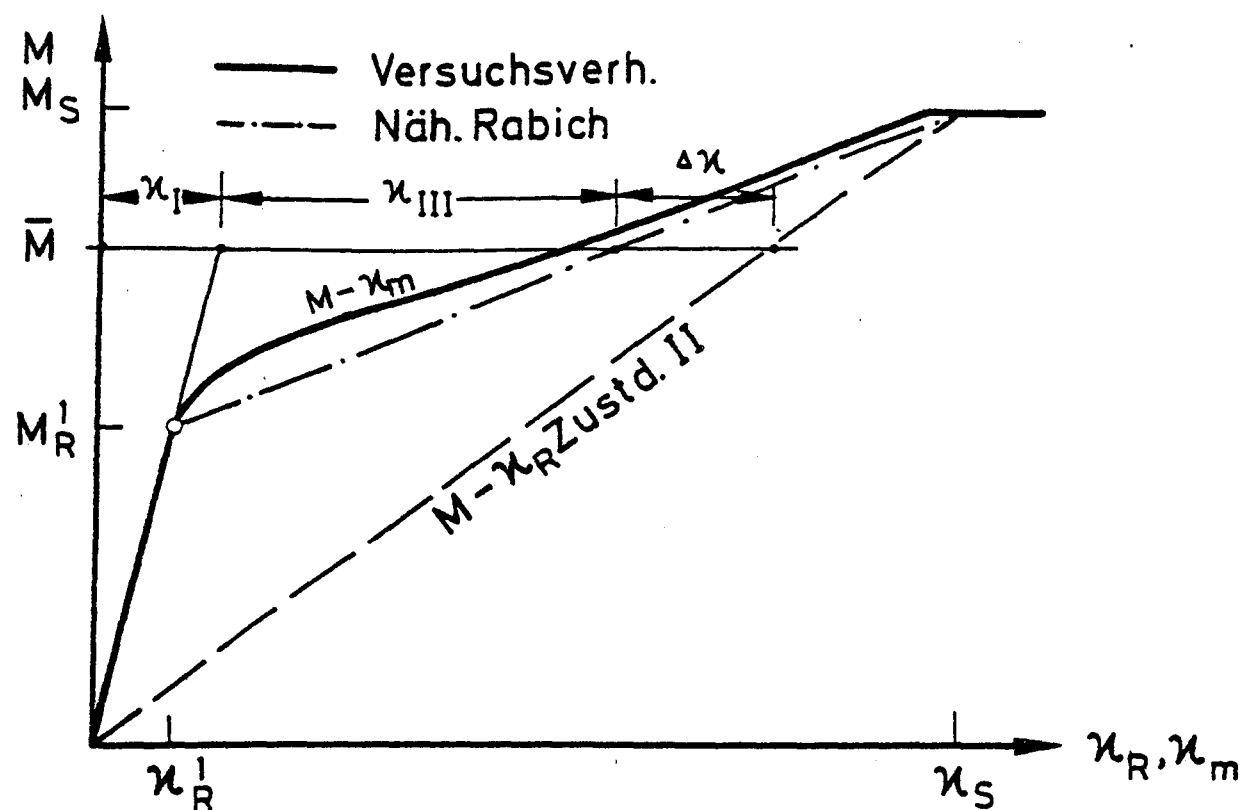


Bild 1.6 Ansätze von Rabich [9] und Rao [10] zur Beschreibung der Mitwirkung bei reiner Biegung

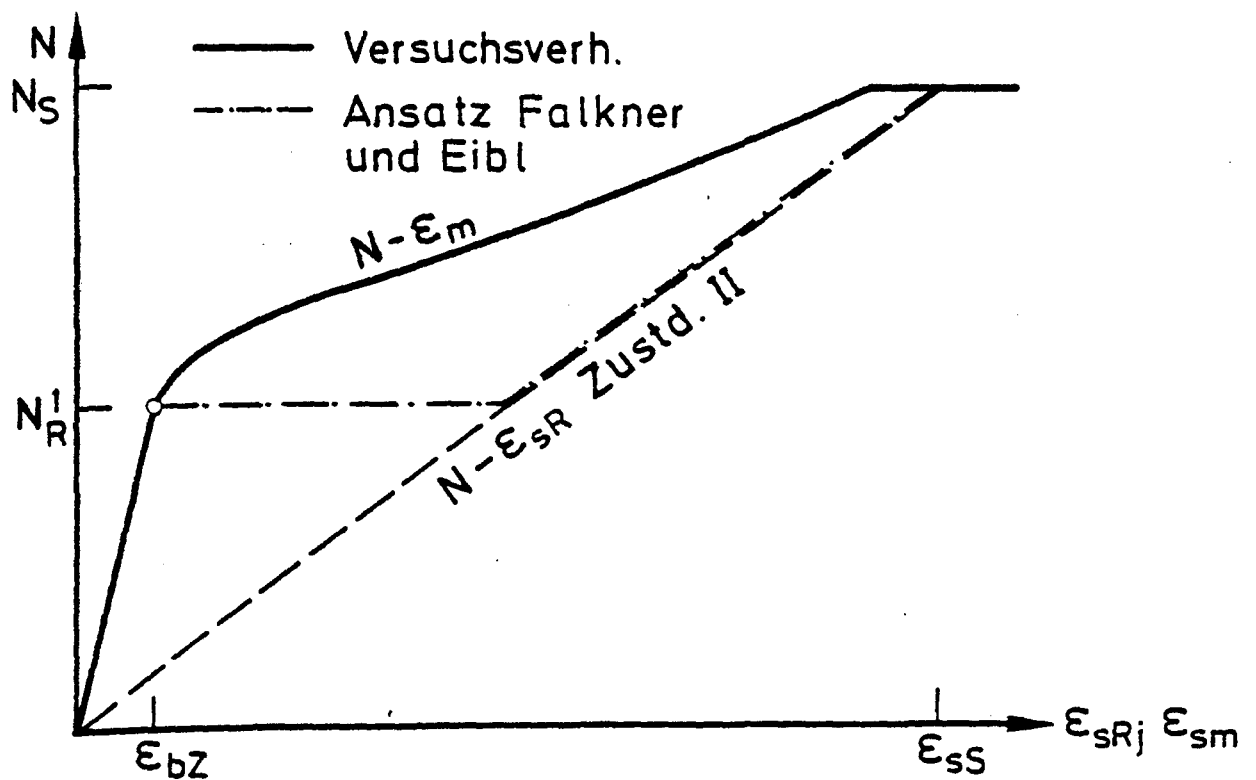
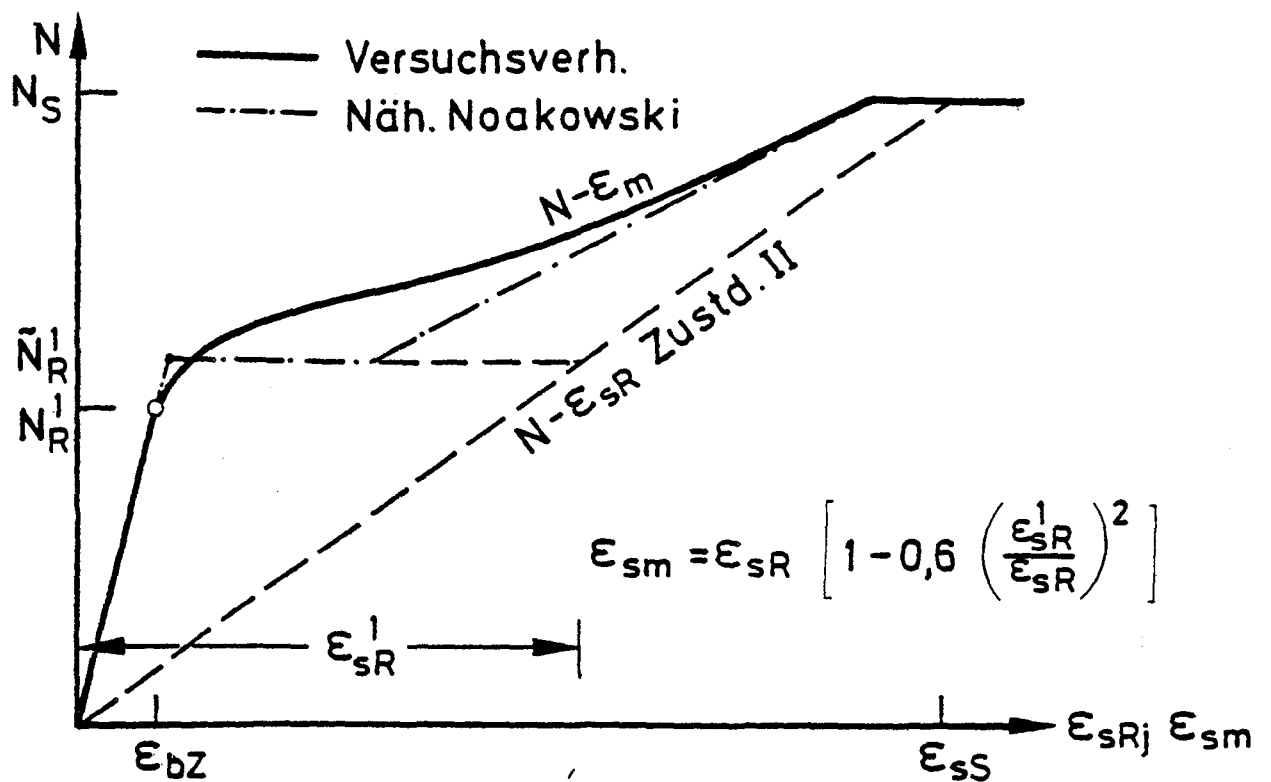


Bild 1.7 Ansätze von Noakowski [13], Falkner [4],
 und Eibl [15] zur Beschreibung der Mit-
 wirkung bei Längszug

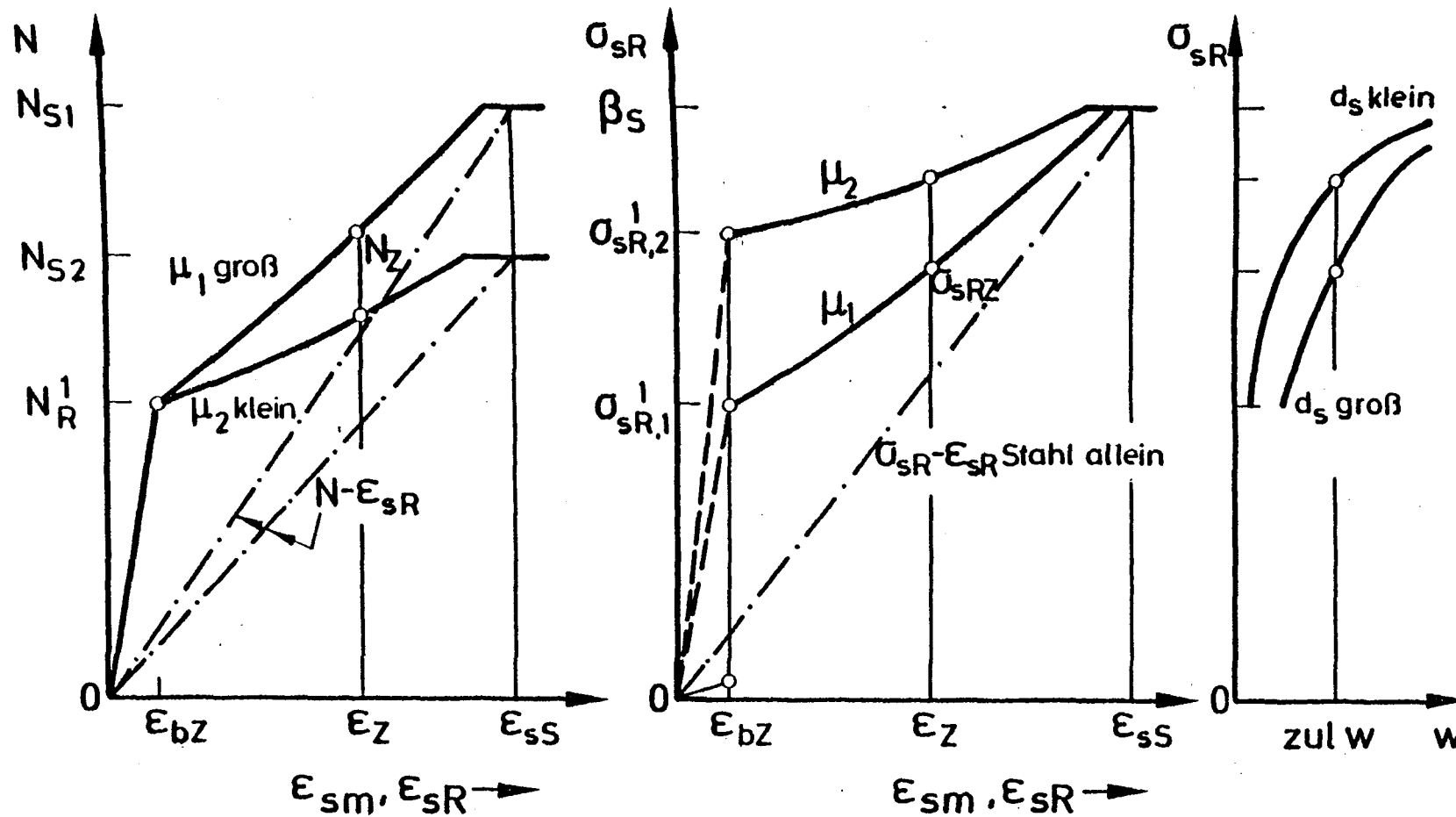


Bild 1.8 Bemessung für mittigen Zwang aus Längszug

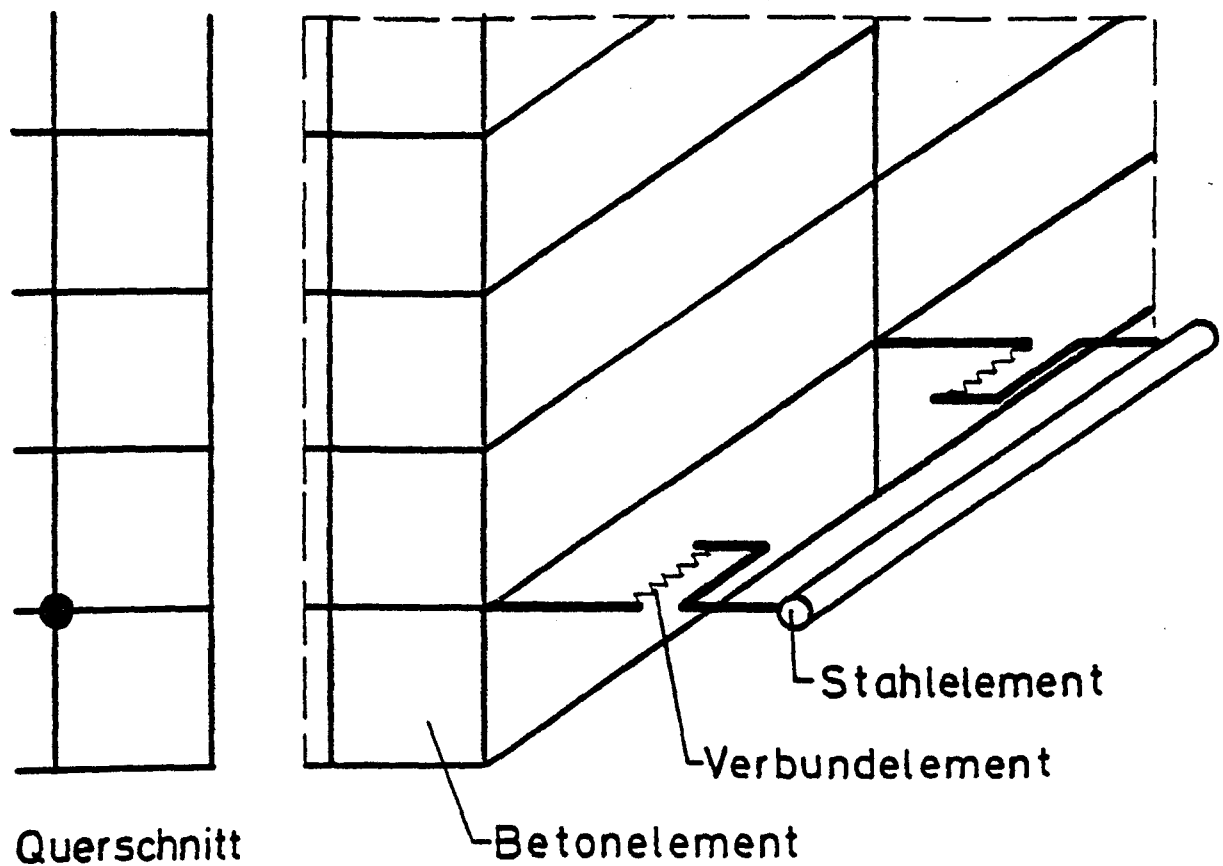


Bild 1.9 Idealisierung des Zusammenwirkens von Stahl und Beton über Verbundelemente

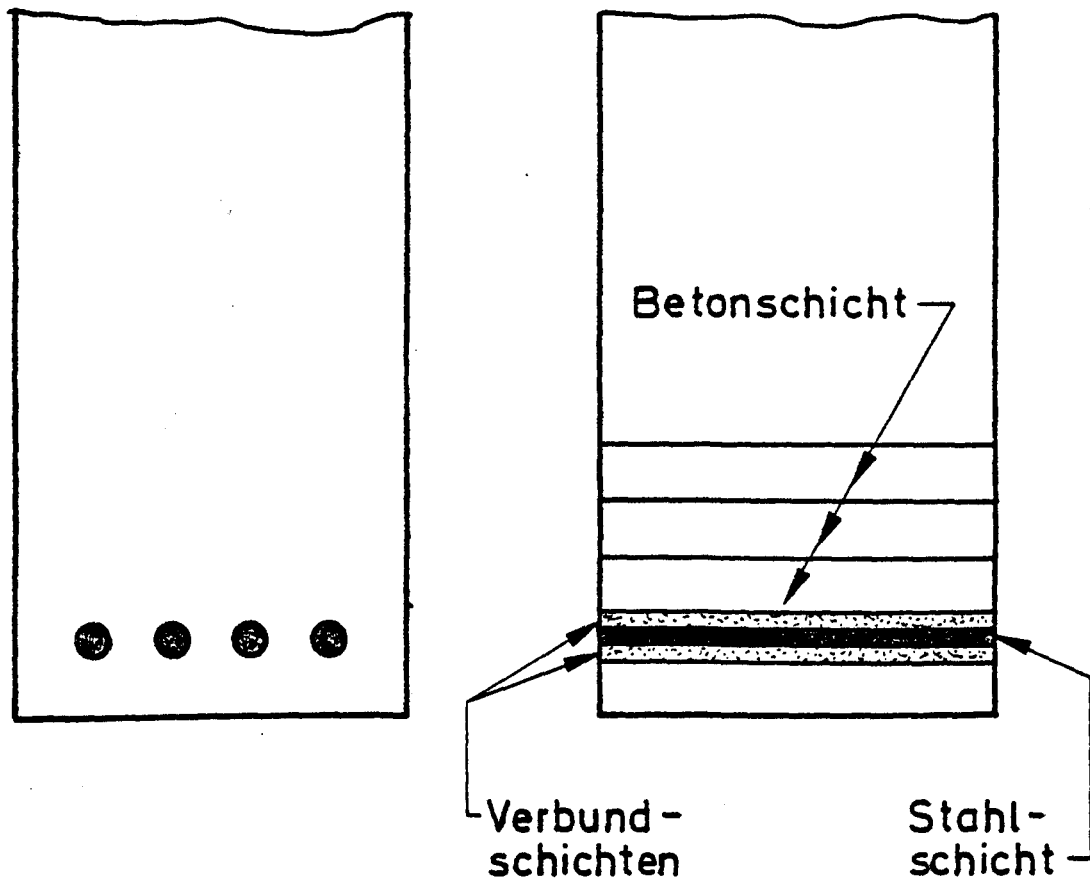


Bild 1.10 Schichtenmodell zur Idealisierung des Zusammenwirkens von Stahl und Beton am Beispiel des Balkens

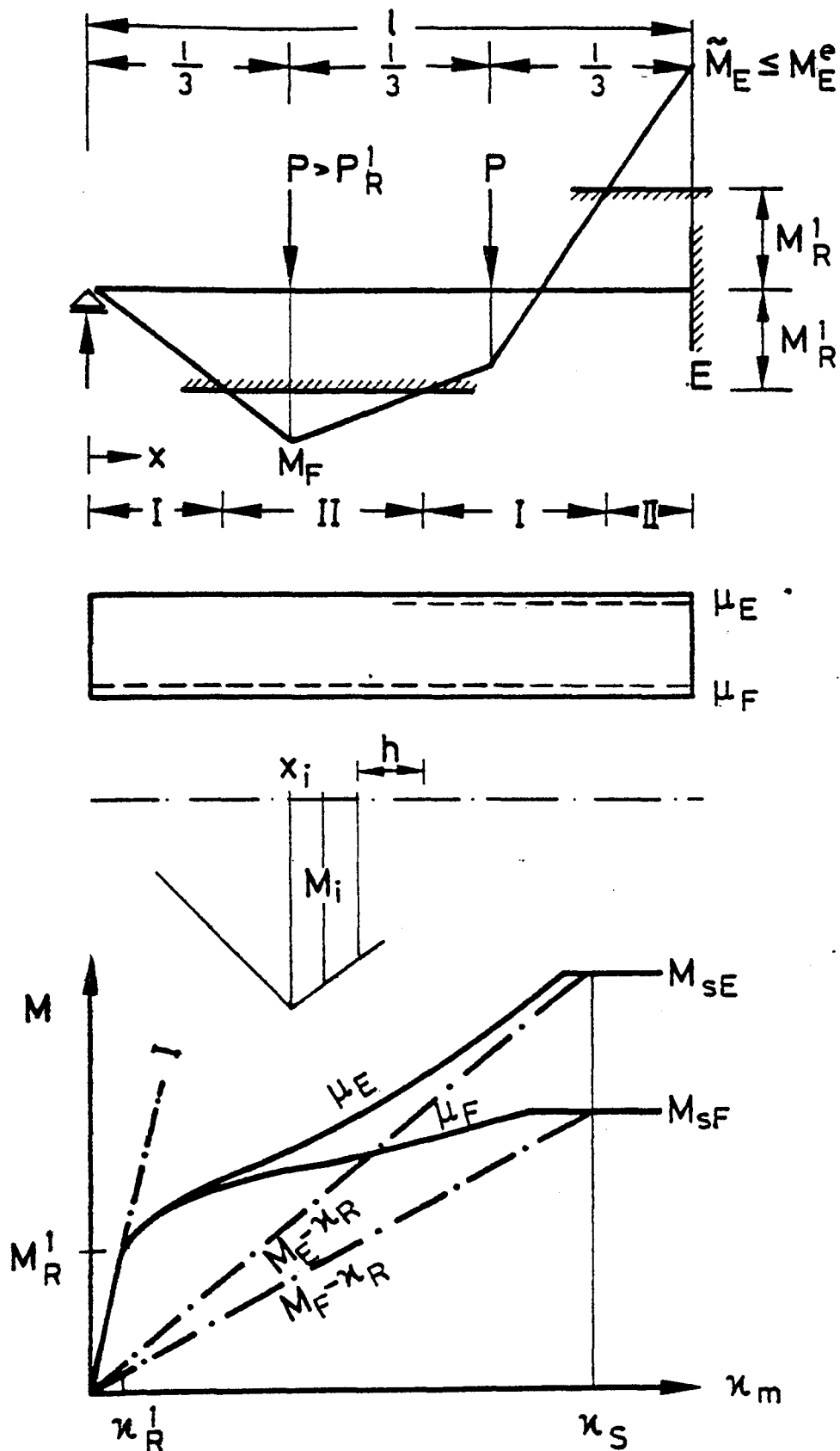


Bild 1.11 Prinzipielle Anwendung des $M-\kappa_m$ -Verfahrens zur Schnittgrößen-ermittlung bei Lastbeanspruchung

		$c = \frac{K_w}{E_b I_b}$	Balken	
			B I	B II
A_Z	kN	$c = 1$	15,4	Zwang bei Bemessung vernach- lässigt
		$c = 0,7$	10,8	
M_{FZ}	kNm	$c = 1$	25,6	
		$c = 0,7$	17,9	
M_{EZ}	kNm	$c = 1$	76,8	
		$c = 0,7$	53,8	

Tab. 2/2.1: Rechnerische Zwangsschnitt-
größen

	Größe	Einheit	Balken B I	Balken B II
Bemessung nach DIN 1045	krit M_F	kNm	87,2	69,3
	krit M_E	kNm	50,2	103,8
	krit P	kN	62,4	62,3
	zul P	kN	35,66	35,60
	γ_L	-	1,75	1,75
	max τ_o	MN/m ²	0,668	0,765
Rechn. Bruchzstd. tats. Baustoff- werte	rechn M_{FU}	kNm	94,6	74,6
	rechn M_{EU}	kNm	53,9	110,6
	rechn P_U	kN	67,5	66,9
	rechn γ_U	-	1,89	1,88
Versuchs- werte	M_{FUV}	kNm	108,4	83,9
	M_{EUV}	kNm	62,2	129,6
	P_{UV}	kN	77,5	76,3
Vergleiche	P_{UV}/P_{UR}	-	1,15	1,14
	$P_{UV}/\text{krit P}$	-	1,24	1,22
	$P_{UV}/\text{zul P}$	-	2,17	2,14

Tab. 2/2.2: Rechenwerte und Versuchsergebnisse

Versuchsbalken	Baustoffe/m ³ Beton (in kg)			W/Z-Wert	ρ_{fb} (kg/dm ³)
	Zement	Zuschlag	Wasser		
B I	237	1938	225	0,96	2,400
B II	235	1926	224	0,95	2,385

Tab. 2/3.1: Zusammensetzung der Betone

Vers. bal- ken	Beton- alter	Würfel- druck-	Zylinder- druck-	Prismen- druck-	Biege- zug-	Spalt- zug-	Druck- E- Modul
	[Tage]	festigkeit [N/mm ²]					[N/mm ²]
B I	7	20,1	-	-	-	-	-
	28	30,4	24,6	-	2,94	-	26 500
B II	7	19,0	-	-	-	-	-
	28	28,2	-	23,9	-	2,62	25 000

12.0

Tab. 2/3.2: Festigkeitswerte der Betone der Kurzzeit-
balken

d_S	A_S	f_R	$\beta_{0,2}$	β_Z	δ_{10}
mm	mm ²	-	N/mm ²	N/mm ²	%
8	51,2	0,076	466	538	13,0
10	81,4	0,073	456	545	12,7
12	113,4	0,090	451	548	12,5
14	154,3	0,091	444	549	15,0
16	201,4	0,078	437	544	15,8

12,1 mm

Tab. 2/3.3: Gemessene geometrische und mechanische Kennwerte
des Betonrippenstahls

Balken B I				Balken B II			
Last- stufe	P	$\frac{P}{\text{zul P}}$	Bemerkungen	Last- stufe	P	$\frac{P}{\text{zul P}}$	Bemerkungen
-	kN	-	-	-	kN	-	-
1	7,5	0,21		1	5	0,14	
2	15,0	0,42		2	10	0,28	
3	22,5	0,63		3	15	0,42	
4	30,0	0,84		4	20	0,56	
5	35,6	1	zul P	5	25	0,70	
6	35,6+Δ	1 + Δ	Auflagerversch.	6	30	0,84	
7	$P_0=39,2+\Delta$ $P_U=24,9+\Delta$	$1,1+\Delta$ $0,7+\Delta$	Schwell- belastung	7	35	0,98	~ zul P
8	wie LST 7	wie LST 7	nach 10 LW	8	35+Δ	0,98+Δ	Auflagerversch.
9	wie LST 7	wie LST 7	nach 100 LW	9	$P_0=38,5+\Delta$ $P_U=24,5+\Delta$	$1,08+\Delta$ $0,69+\Delta$	Schwell- belastung
10	wie LST 7	wie LST 7	nach 1000 LW	10	wie LST 9	wie LST 9	nach 10 LW
11	wie LST 7	wie LST 7	nach 10.000 LW	11	wie LST 9	wie LST 9	nach 100 LW
12	50,0 + Δ	1,40 + Δ		12	wie LST 9	wie LST 9	nach 1000 LW
13	60,0 + Δ	1,68 + Δ		13	wie LST 9	wie LST 9	n. 10.000 LW
14	65,0 + Δ	1,82 + Δ		14	50 + Δ	1,40 + Δ	
15	70,0 + Δ	1,96 + Δ		15	55 + Δ	1,54 + Δ	
16	72,5 + Δ	2,03 + Δ		16	60 + Δ	1,69 + Δ	
17	75,0 + Δ	2,10 + Δ		17	65 + Δ	1,83 + Δ	
18	77,5 + Δ	2,17 + Δ	Bruchlast	18	70 + Δ	1,97 + Δ	
				19	76,25 + Δ	2,14 + Δ	Bruchlast

Tab. 2/4.1: Zusammenstellung der Laststufen

	Größe	Einheit	Laststufe													
			P					P + Δ								
			1	2	3	4	5	6	7-11	12	13	14	15	16	17	18
V	P	kN	7,5	15,0	22,5	30,0	35,6	35,6+Δ	39,2+Δ	50,0+Δ	60,0+Δ	65,0+Δ	70,0+Δ	72,5+Δ	75,0+Δ	77,5+Δ
V	P/P _{UV}	-	0,097	0,194	0,290	0,387	0,459	0,459	0,506	0,645	0,774	0,839	0,903	0,935	0,967	1,0
V	A	kN	4,94	10,14	14,49	19,44	24,07	33,60	35,53	44,00	51,84	55,64	59,64	61,62	63,30	65,10
V	A/2P	-	0,329	0,338	0,322	0,324	0,338	0,472	0,453	0,440	0,432	0,428	0,426	0,425	0,422	0,420
R	A/2P	-	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,484	0,471	0,440	0,423	0,416	0,410	0,408	0,405	0,403
V	-M _E	kNm	12,80	24,34	40,05	52,80	57,65	10,00	18,35	30,00	40,80	46,80	51,80	54,40	58,50	62,00
V	M _F	kNm	8,23	16,90	24,15	32,41	40,12	56,00	59,19	73,33	86,39	92,70	99,40	102,70	105,50	108,50
V	-M _E /M _F	-	1,555	1,437	1,658	1,629	1,437	0,179	0,310	0,409	0,472	0,505	0,521	0,530	0,555	0,571
R	-M _E /M _F	-	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	0,096	0,137	0,402	0,550	0,600	0,660	0,680	0,702	0,723
V	M _{ZE}	kNm						49,33	47,00	53,34	59,2	61,53	64,87	66,43	66,50	67,17
R	M _{ZE}	kNm						53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8
V	c	-						0,67	0,64	0,72	0,80	0,83	0,87	0,89	0,90	0,91
R	c	-						0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70

R = Rechnung; V = Versuch

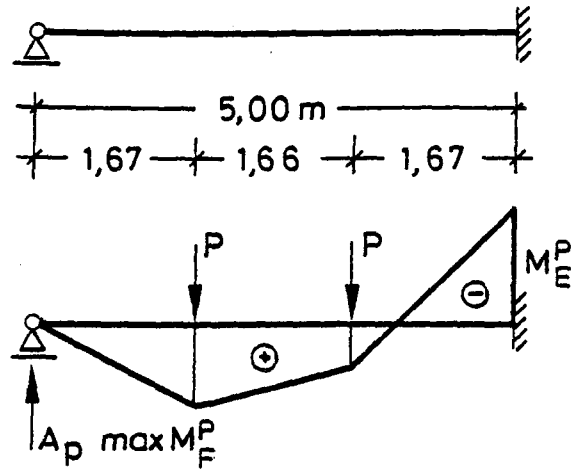
Tab. 2/5.1: Gemessene und gerechnete Auflagerkräfte und Schnittgrößen von Balken BI

	Größe	Ein- heit	Laststufe															
			P							P + Δ								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9-13	14	15	16	17	18	19	
V	P	kN	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	35,0+Δ	38,5+Δ	50,0+Δ	55,0+Δ	60,0+Δ	65,0+Δ	70,0+Δ	76,25+Δ	
V	P/P_{UV}	-	0,066	0,131	0,197	0,262	0,328	0,393	0,459	0,459	0,505	0,656	0,721	0,787	0,52	0,918	1,0	
V	A	kN	3,35	6,96	10,41	13,76	17,10	20,52	23,31	30,00	30,88 30,34	38,20	41,36	44,40	46,80	49,14	50,33	
V	A/2P	-	0,335	0,348	0,347	0,344	0,342	0,342	0,333	0,429	0,401 0,394	0,381	0,376	0,370	0,360	0,351	0,330	
R	A/2P	-	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,487	0,473	0,440	0,431	0,422	0,416	0,410	0,404	
V	$-M_E$	kNm	8,25	15,20	22,95	31,20	39,50	47,40	58,45	25,00	38,10 40,80	59,50	68,20	78,00	91,00	104,30	129,60	
V	M_F	kNm	5,58	11,60	17,35	22,94	28,51	34,21	38,85	50,00	51,48 50,58	63,67	68,93	74,00	78,0	81,90	83,90	
V	$-M_E/M_F$	-	1,478	1,310	1,323	1,360	1,385	1,386	1,5045	0,500	0,740 0,750	0,937	0,989	1,054	1,166	1,273	1,545	
R	$-M_E/M_F$	-	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	0,080	0,171	0,402	0,480	0,550	0,600	0,660	0,710	
V	M_{ZE}	kNm								33,33	26,01 23,37	23,8	23,5	22,0	17,3	12,4	-2,5	
R	M_{ZE}	kNm								53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	
V	c	-								0,50	0,36	0,33	0,32	0,30	0,24	0,17	0	
R	c	-								0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	

R = Rechnung; V = Versuch

Tab. 2/5.2: Gemessene und gerechnete Auflagerkräfte und Schnittgrößen von Balken BII

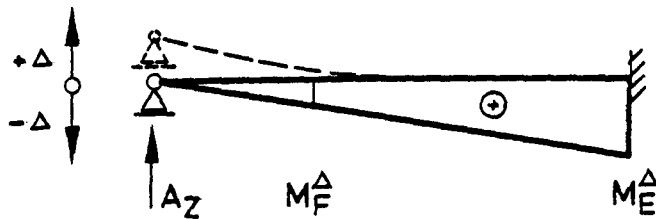
Einzellasten



$$M_E^P = - \frac{P \cdot l}{3}$$

$$\max M_F^P = \frac{2Pl}{9}$$

Auflagerverschiebung



$$M_E^\Delta = 3 K_{Bw} \cdot \Delta / l^2$$

$$M_F^\Delta = K_{Bw} \cdot \Delta / l^2$$

$$K_{Bw} = c \cdot K_B = c \cdot E_b \cdot I_b$$

Bild 2/1.1: Stat. System und Momente infolge Einzellasten und vertikaler Auflagerverschiebung

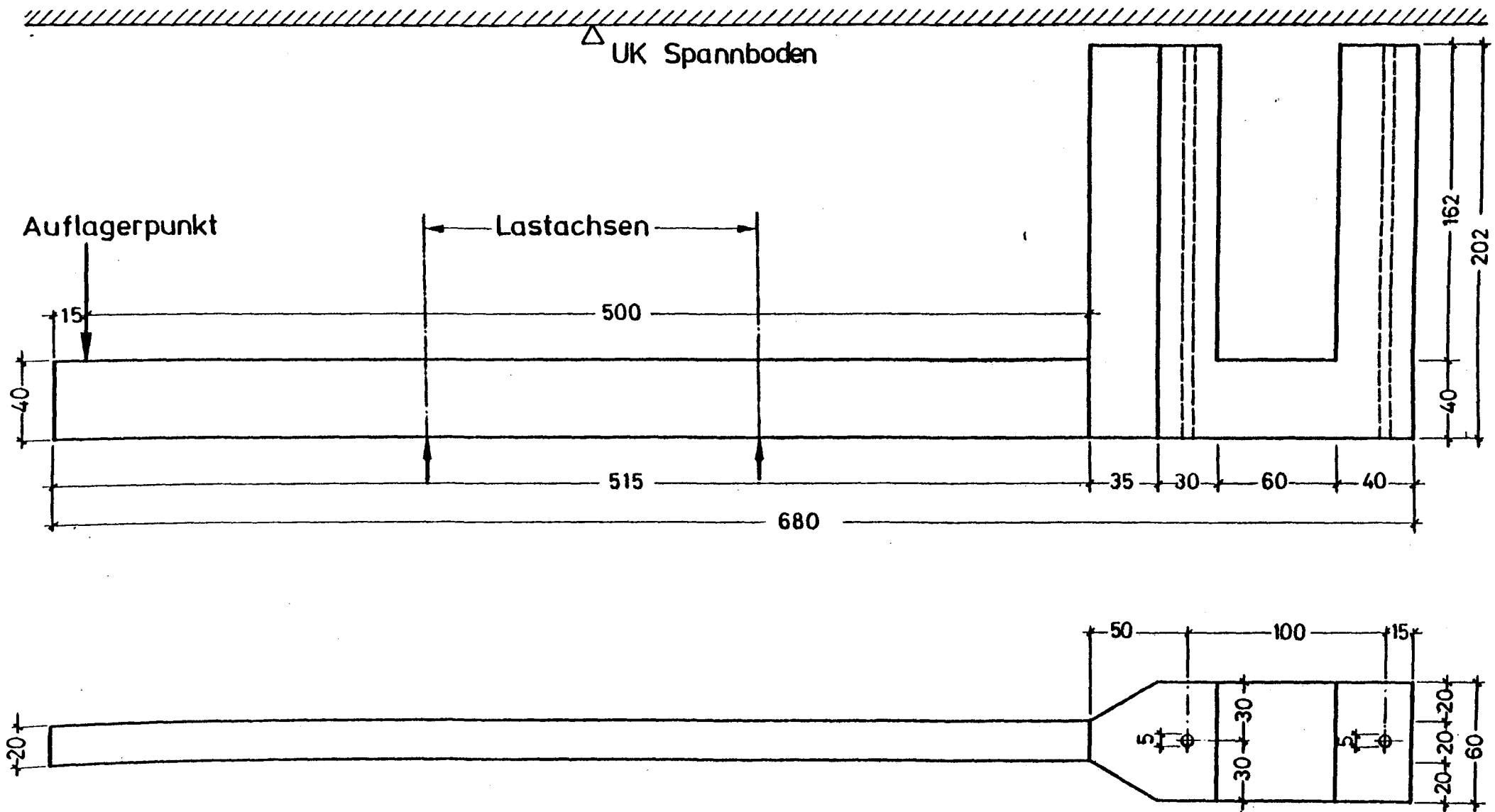
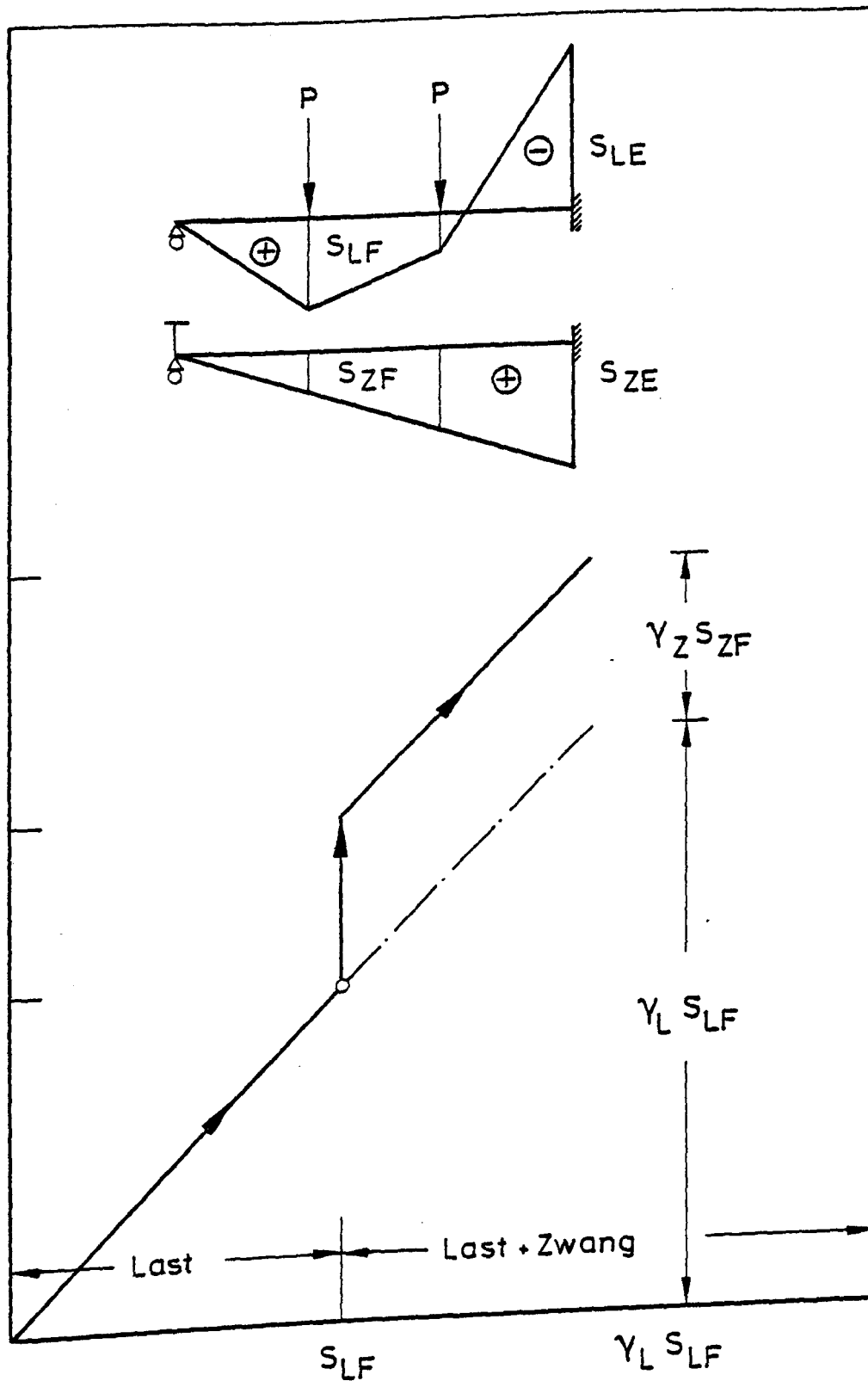
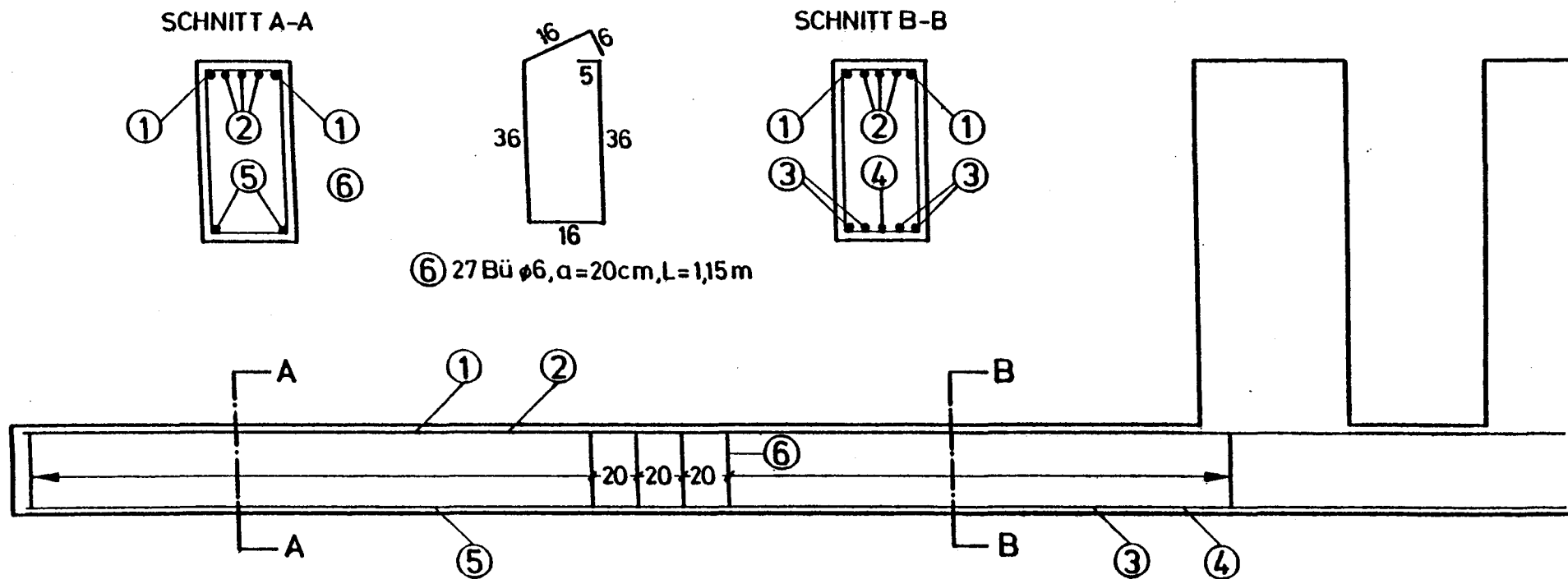


Bild 2/2.1: Betonabmessungen der Kurzzeitbalken



Lastschnittgröße nach E-Theorie

Bild 2/2.2: Bemessung für Last und Zwang nach DIN 1045 für die Belastungsfolge der Versuche



⑥ 27 Bü $\phi 6$, $a=20\text{cm}$, $L=1,15\text{m}$

① $2 \phi 14$, $L=6,70\text{m}$

② $3 \phi 12$, $L=6,70\text{m}$

③ $4 \phi 10$, $L=3,40\text{m}$

④ $1 \phi 8$, $L=3,40\text{m}$

⑤ $2 \phi 8$, $L=4,00\text{m}$

B25 BSt 420/500 RK

Bild 2/2.3: Bewehrungsplan von Balken B I

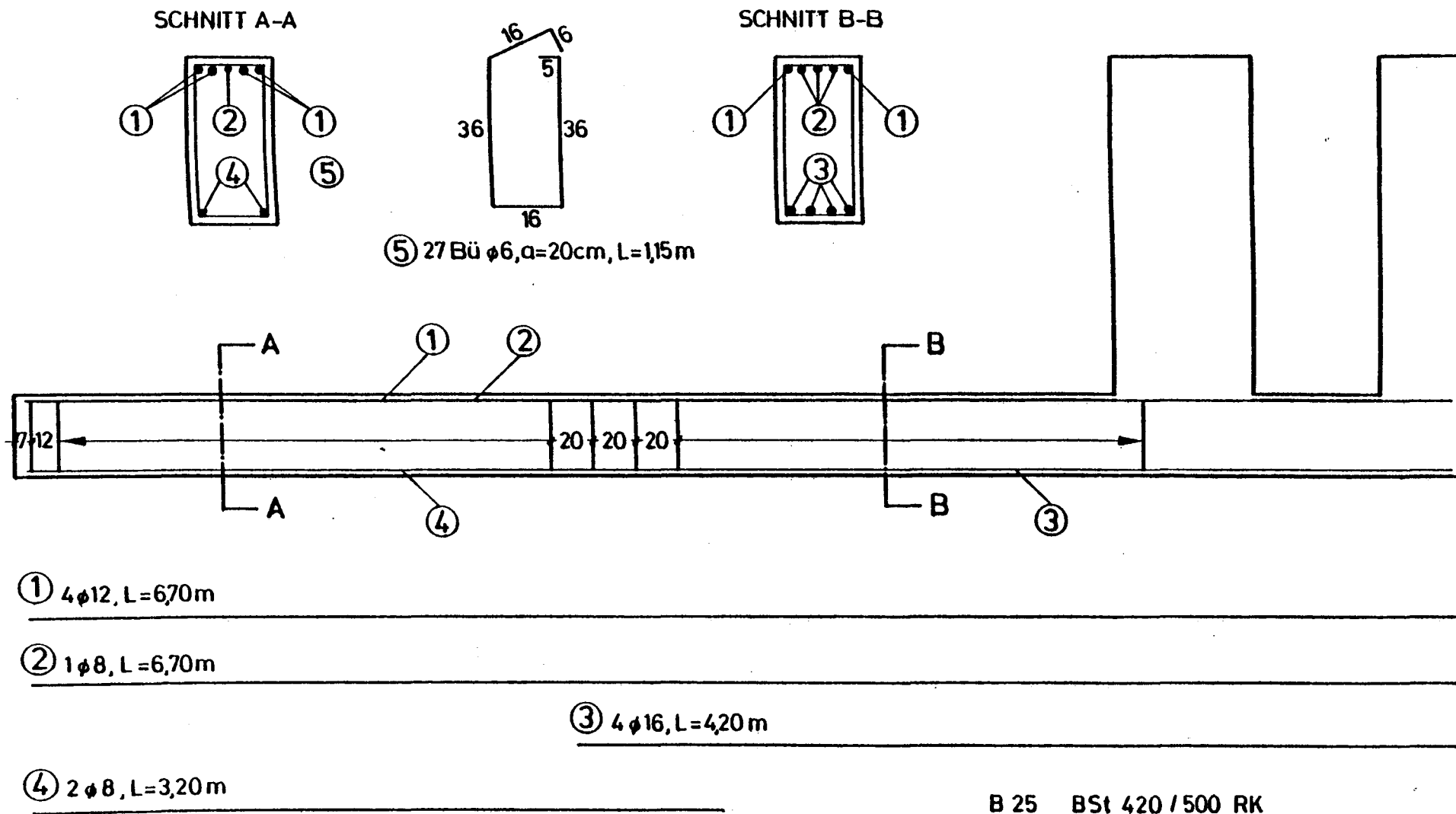


Bild 2/2.4: Bewehrungsplan von Balken B II

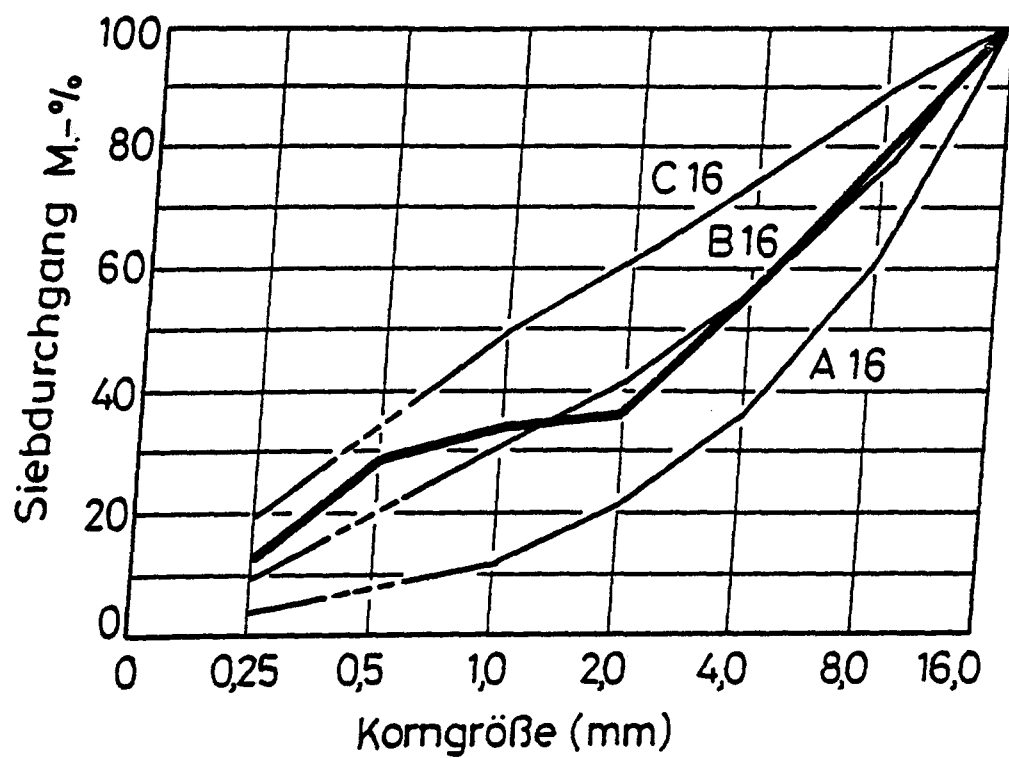


Bild 2/3.1: Sieblinie des Betonzuschlags

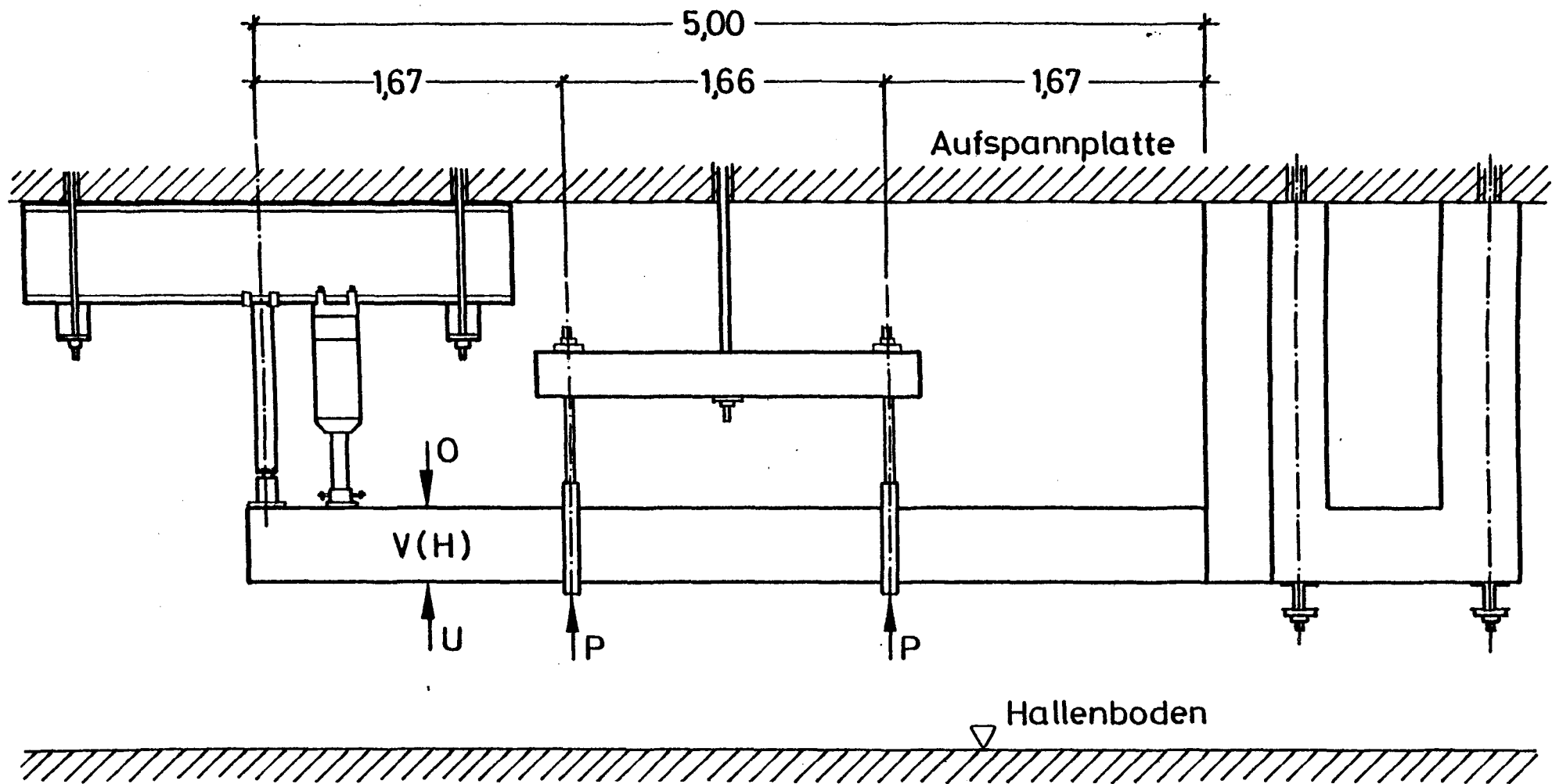


Bild 2/4.1: Versuchsaufbau

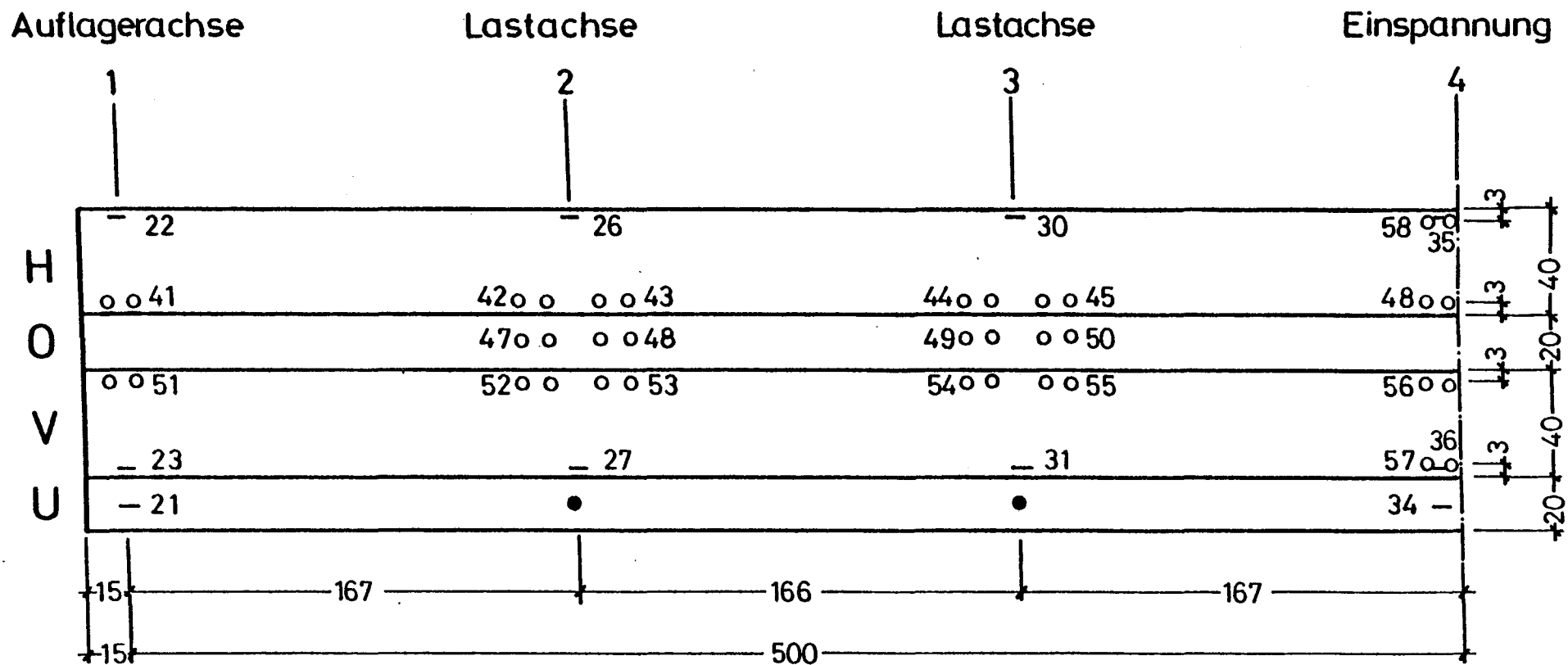


Bild 2/4.2: Äußere Meßstellen des Balkens B I

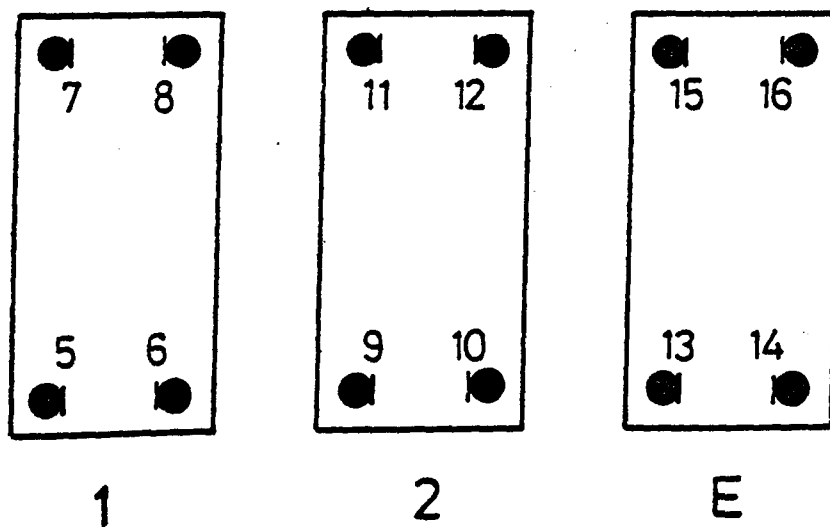
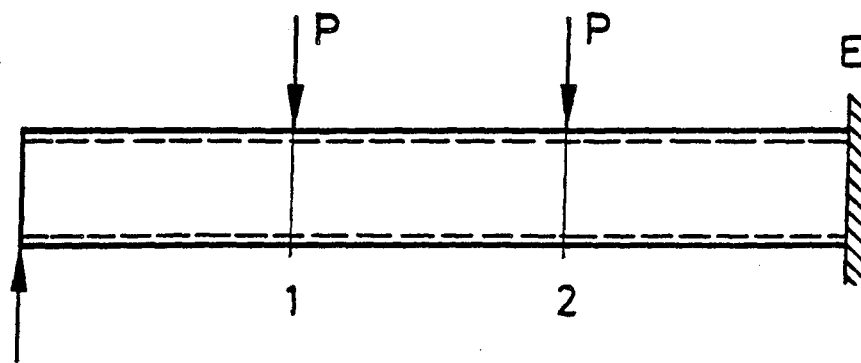


Bild 2/4.3: Anordnung der DMS am Bewehrungsstahl

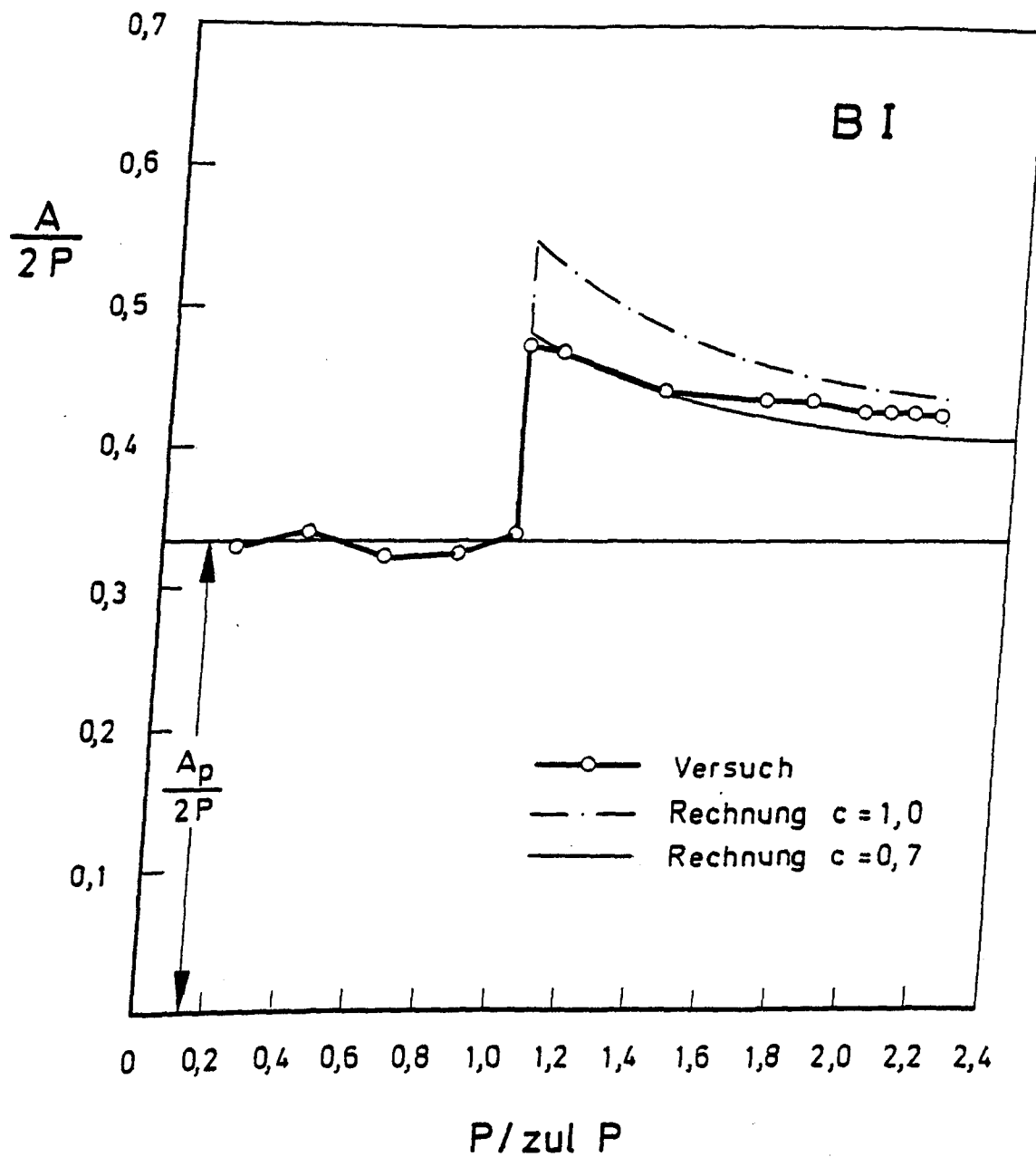


Bild 2/5.1: Verhältnis $A/2P$ in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B I

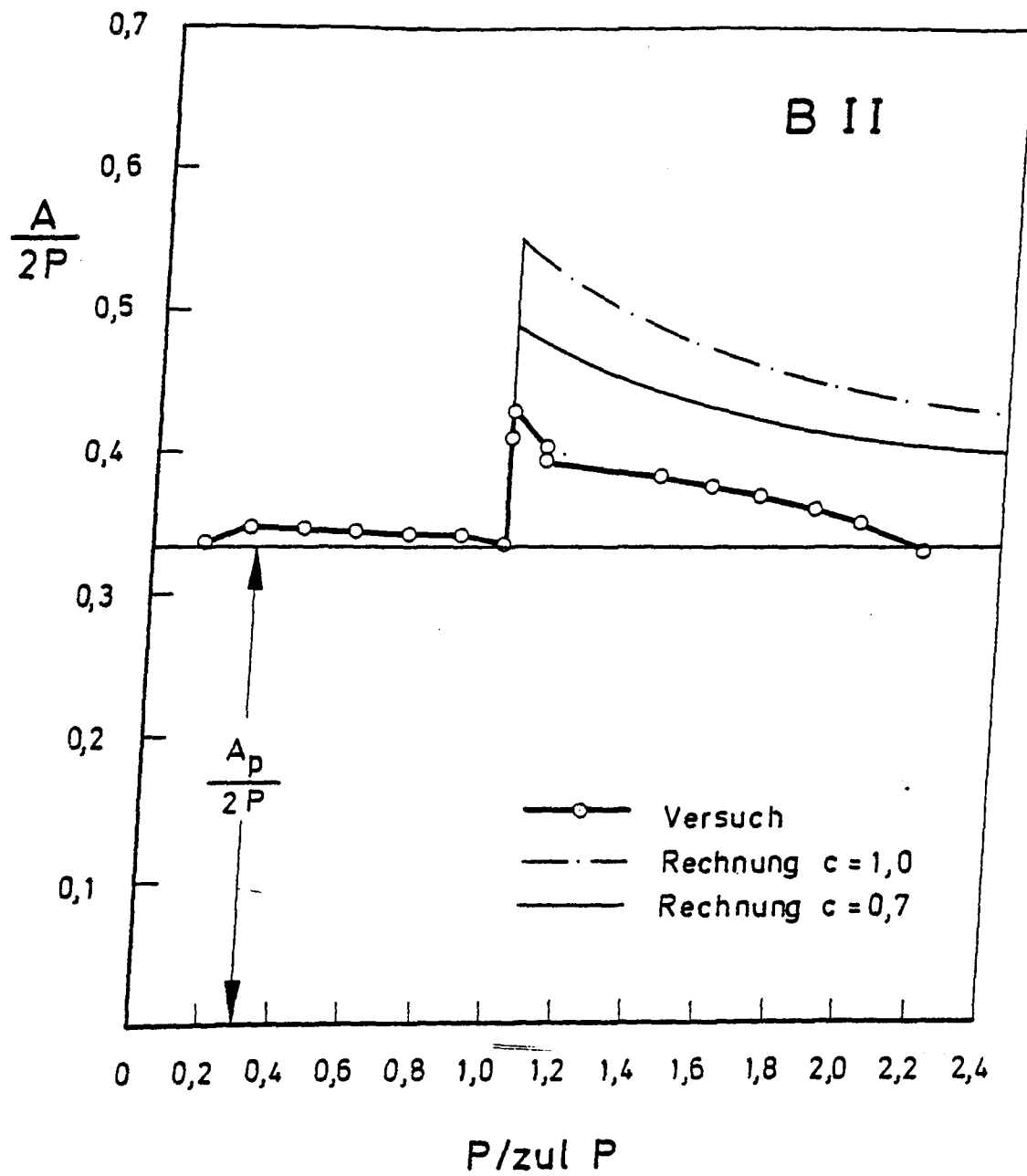


Bild 2/5.2: Verhältnis $A/2P$ in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B II

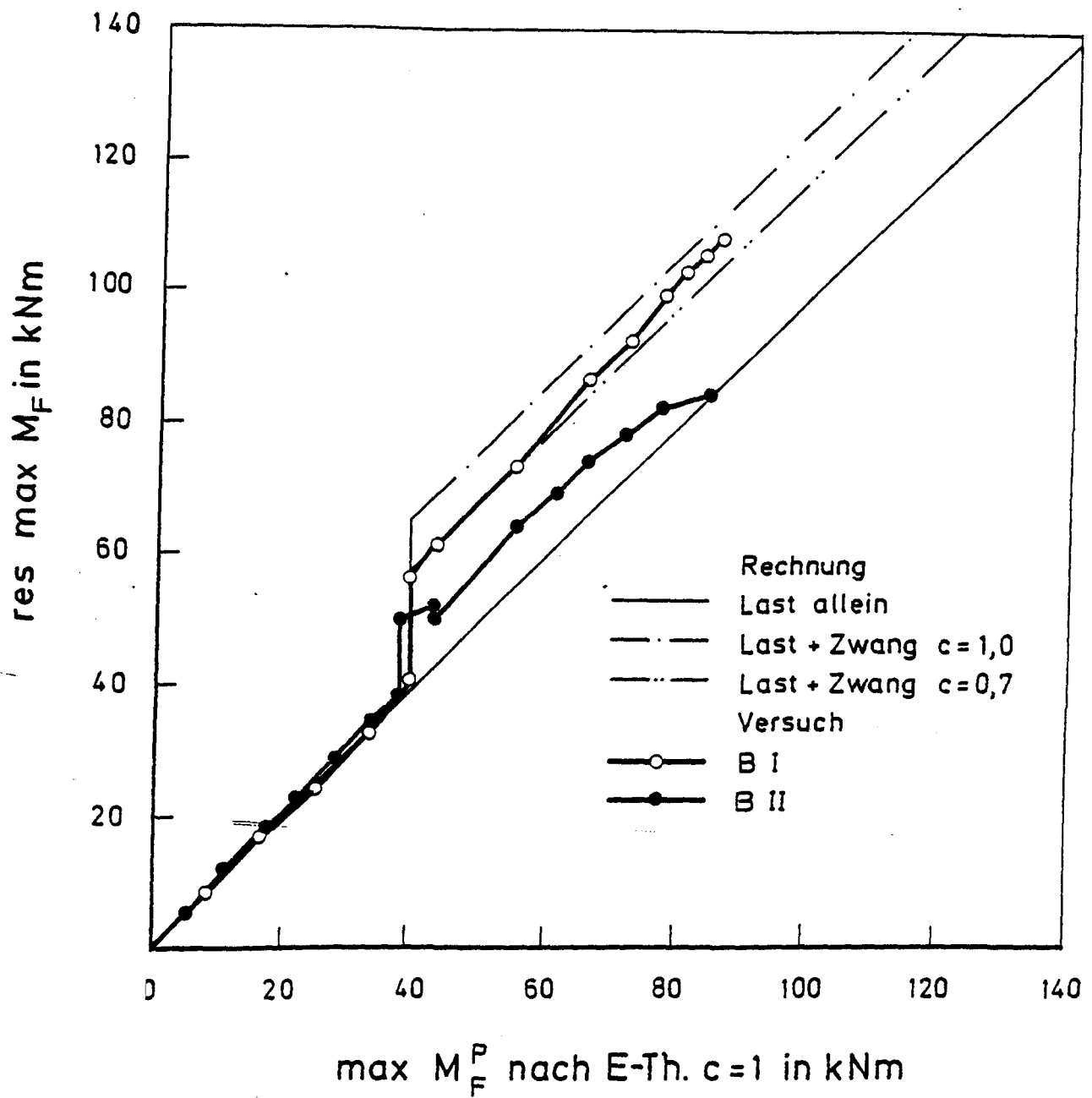


Bild 2/5.3: Entwicklung des Feldmoments in Abhängigkeit des elastischen Feldmoments infolge Verkehrslast

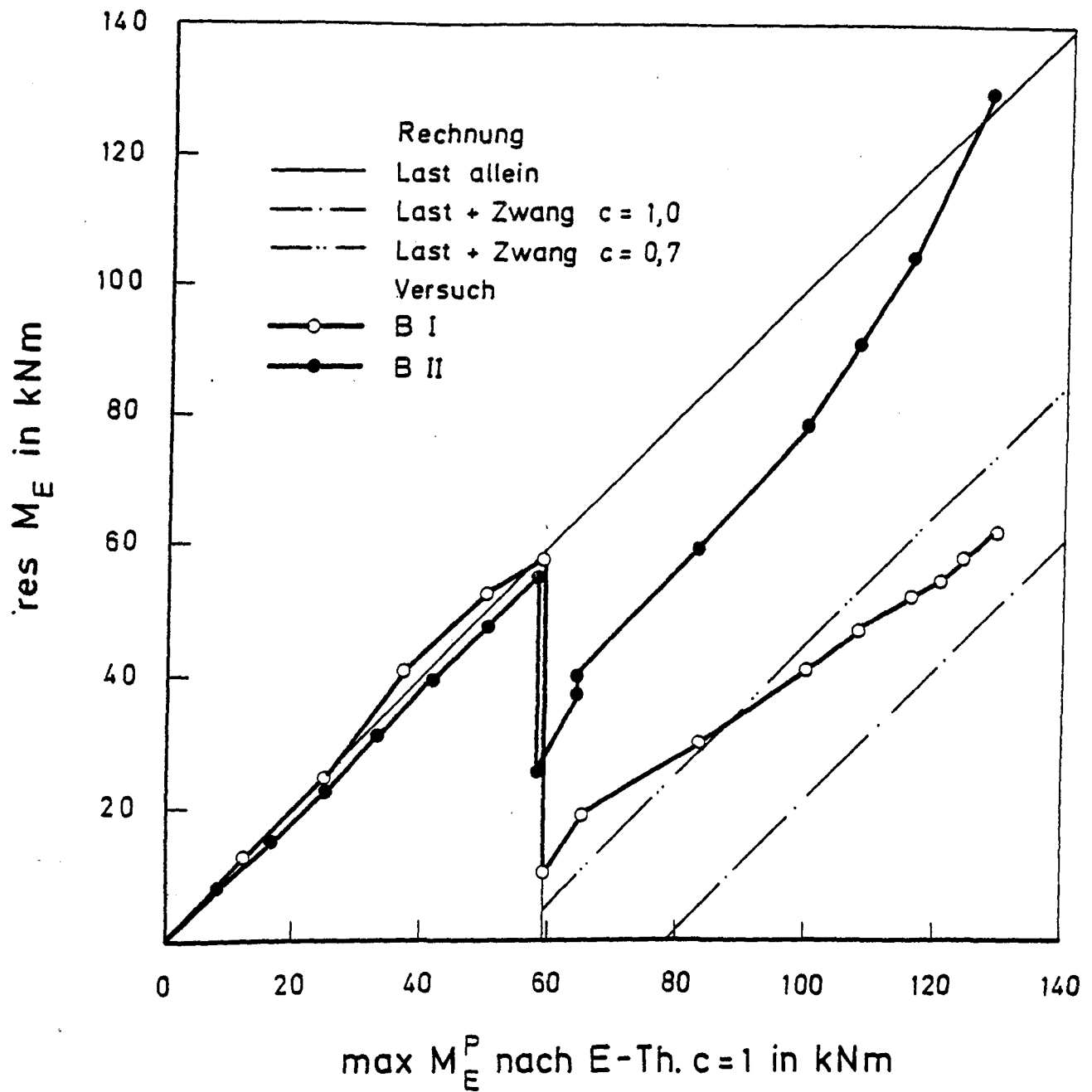


Bild 2/5.4: Entwicklung des Stützmoments in Abhängigkeit des elastischen Stützmoments infolge Verkehrslast

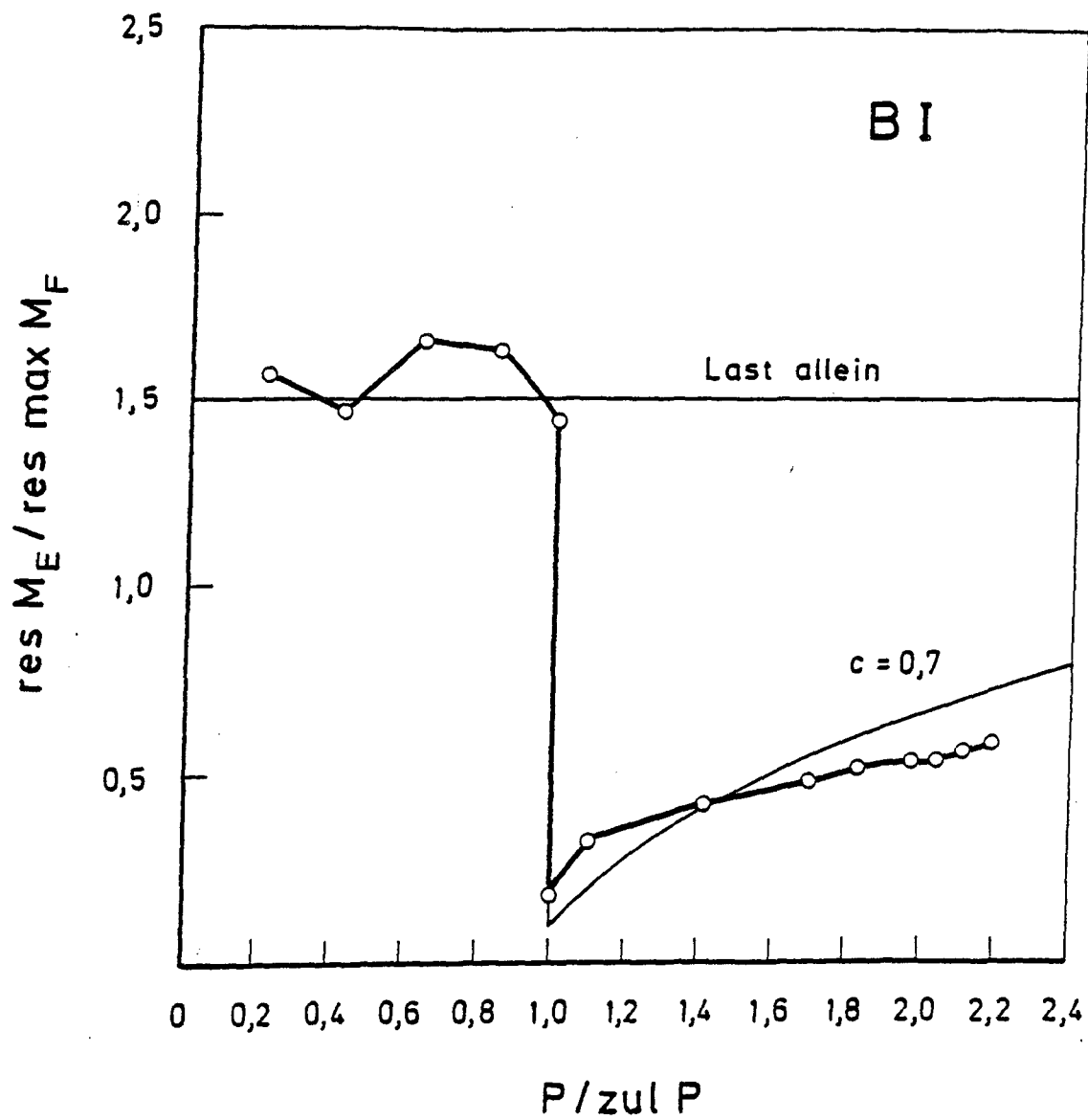


Bild 2/5.5: Verhältnis Stützmoment zu maximalem Feldmoment
in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B I

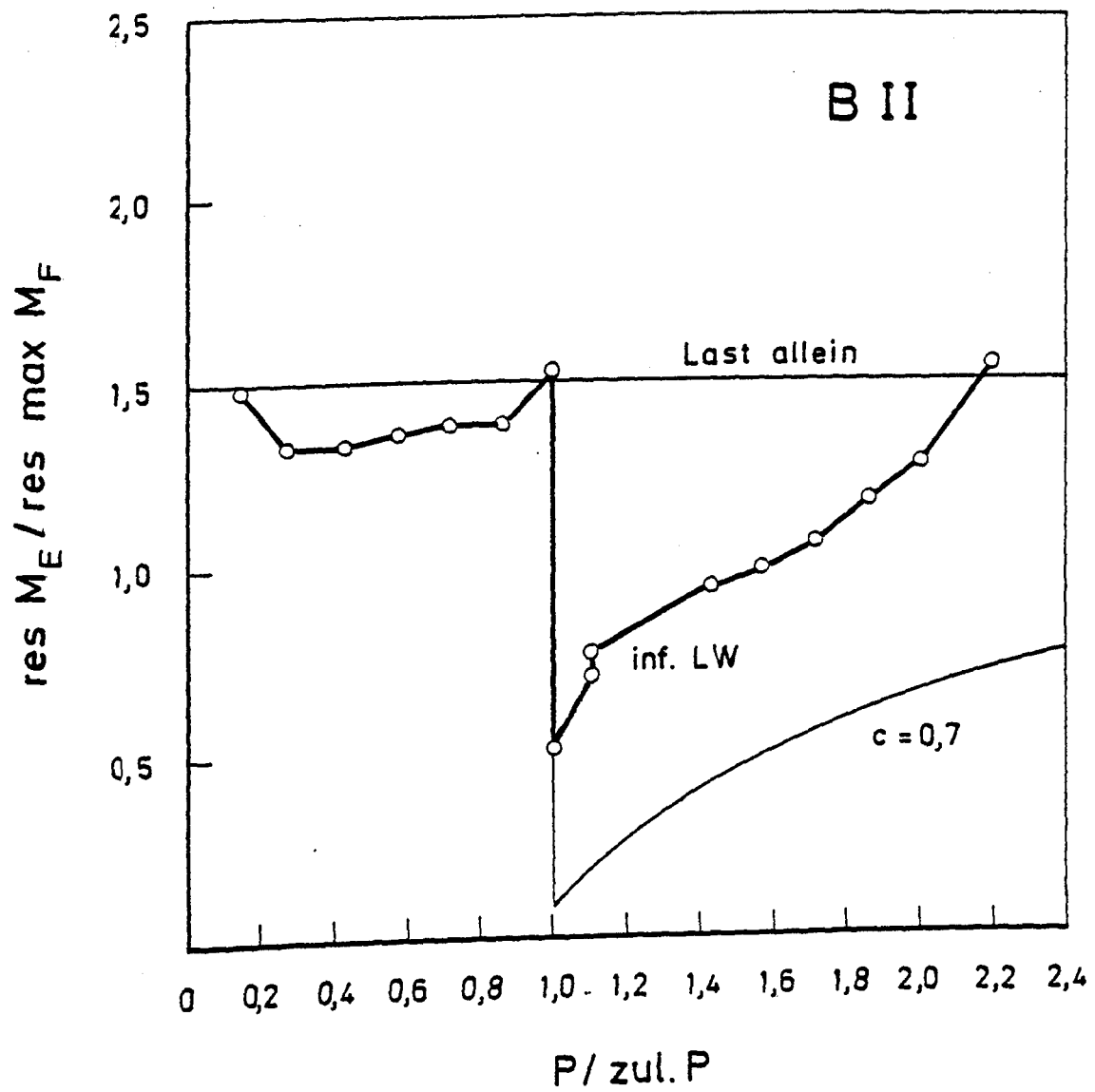


Bild 2/5.6: Verhältnis Stützmoment zu maximalem Feldmoment
in Abhängigkeit von der Belastung, Balken B II

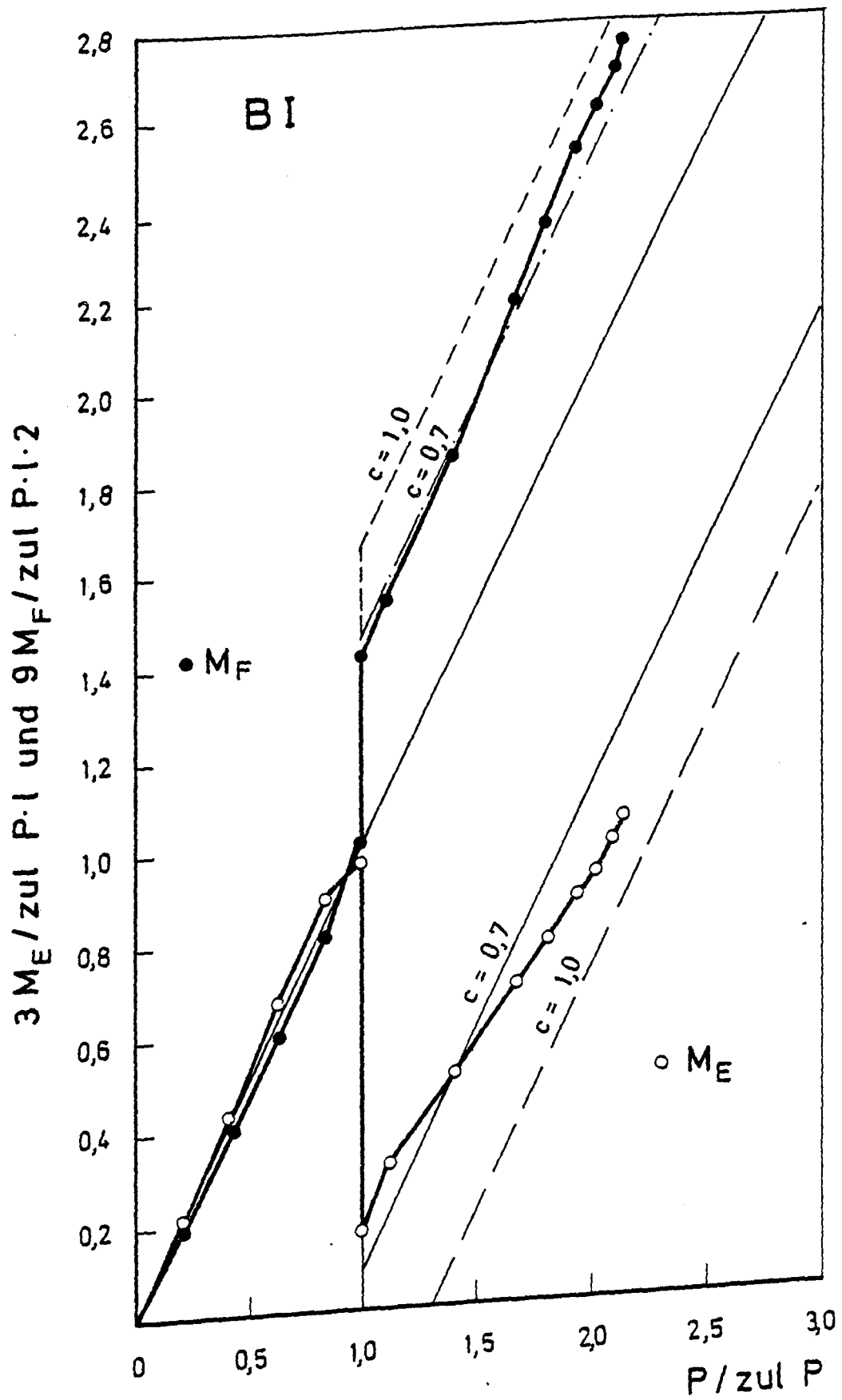


Bild 2/5.7: Entwicklung der Momente in Abhängigkeit von der Last - Balken B I -

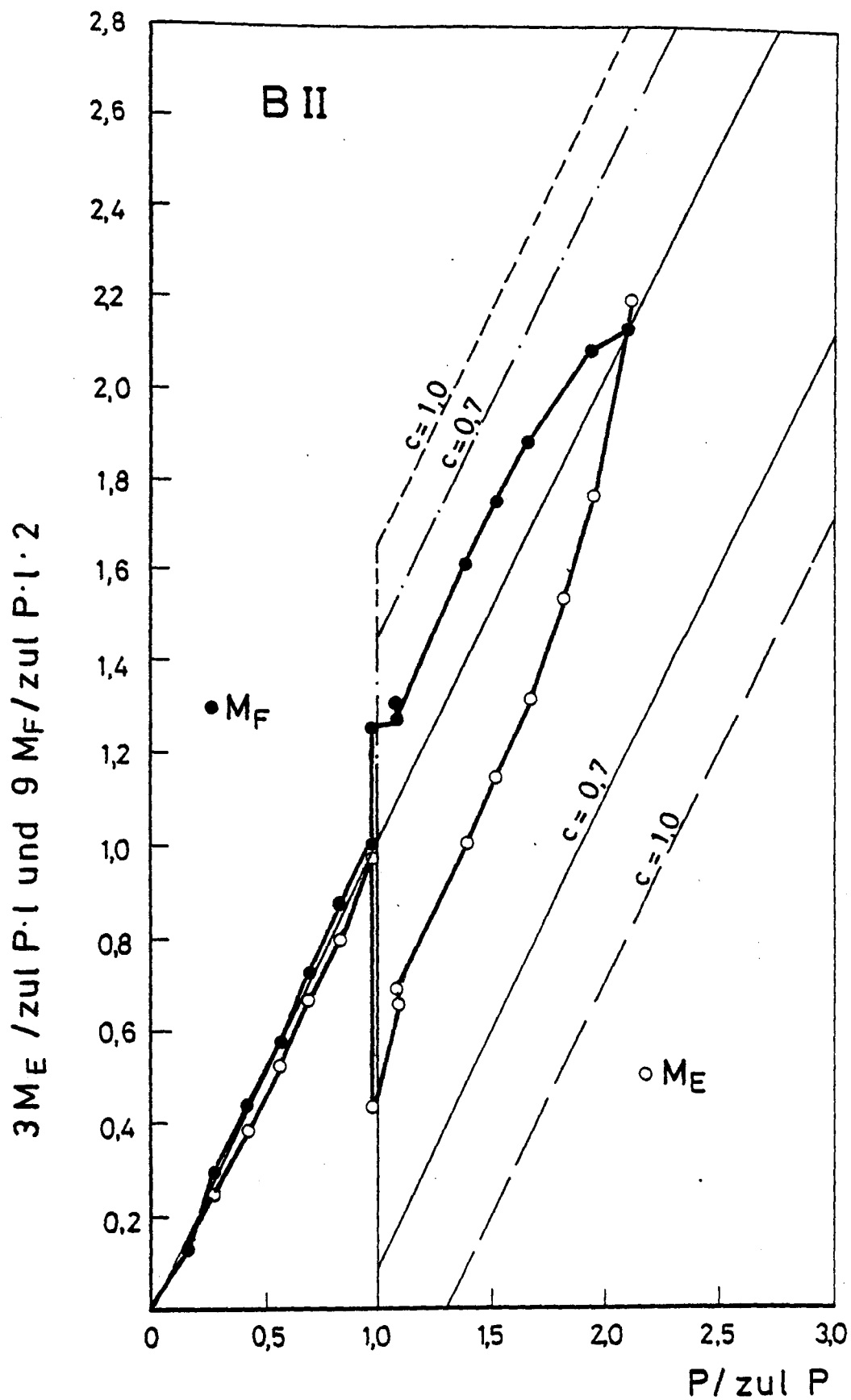


Bild 2/5.8: Entwicklung der Momente in Abhängigkeit von der Last - Balken B II -

2/58

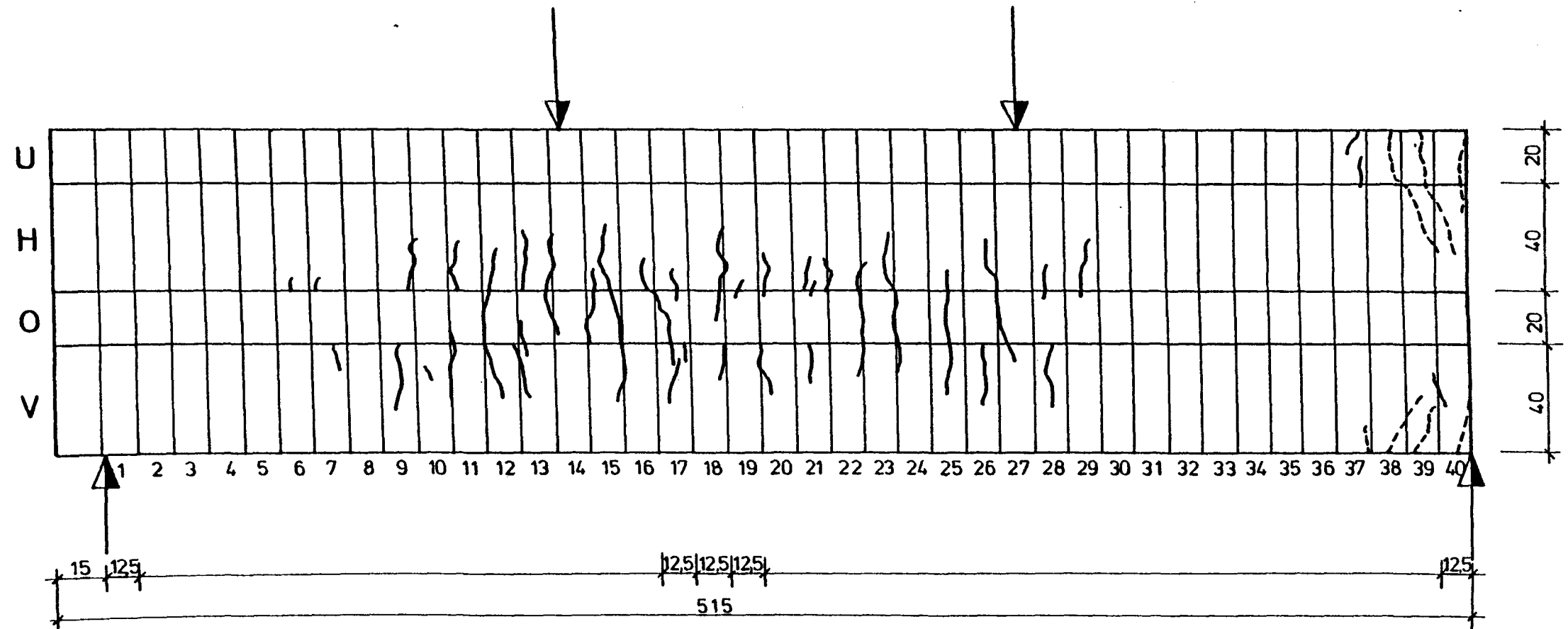


Bild 2/5.9: Rißbild von Balken B I in Laststufe 5 (zul P)

2 / 5.10

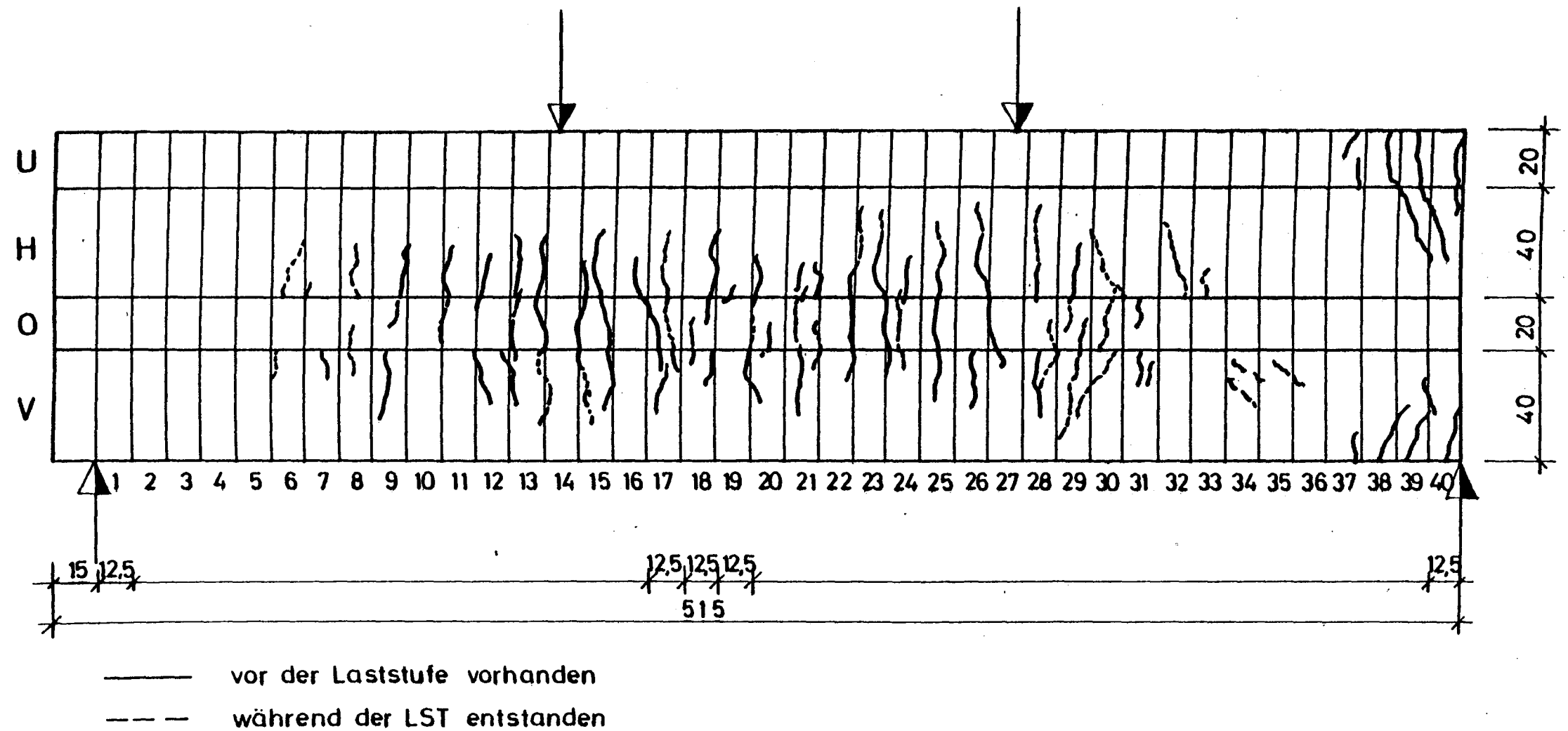


Bild 2/5.10: Rißbild von Balken B I in Laststufe 6 (zul P + Δ)

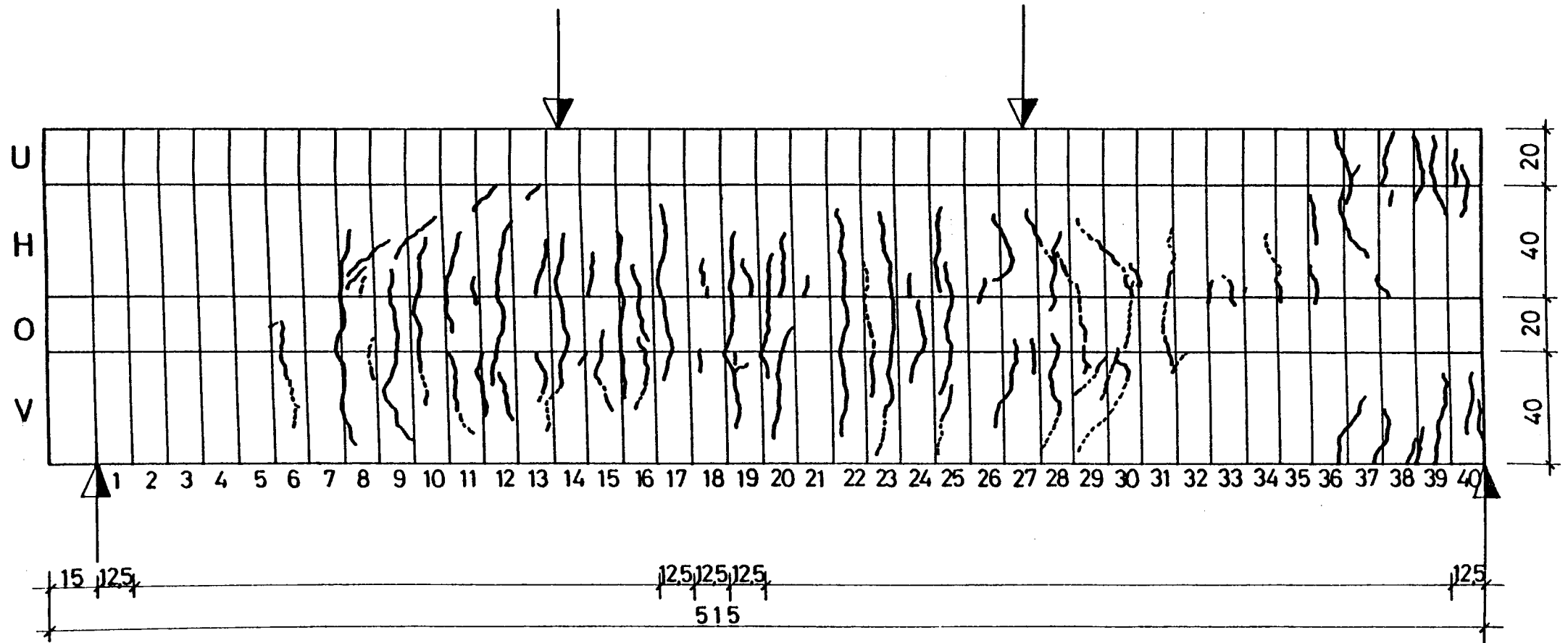


Bild 2/5.13: Rißbild von Balken B II in Laststufe 8 (zul P + Δ)

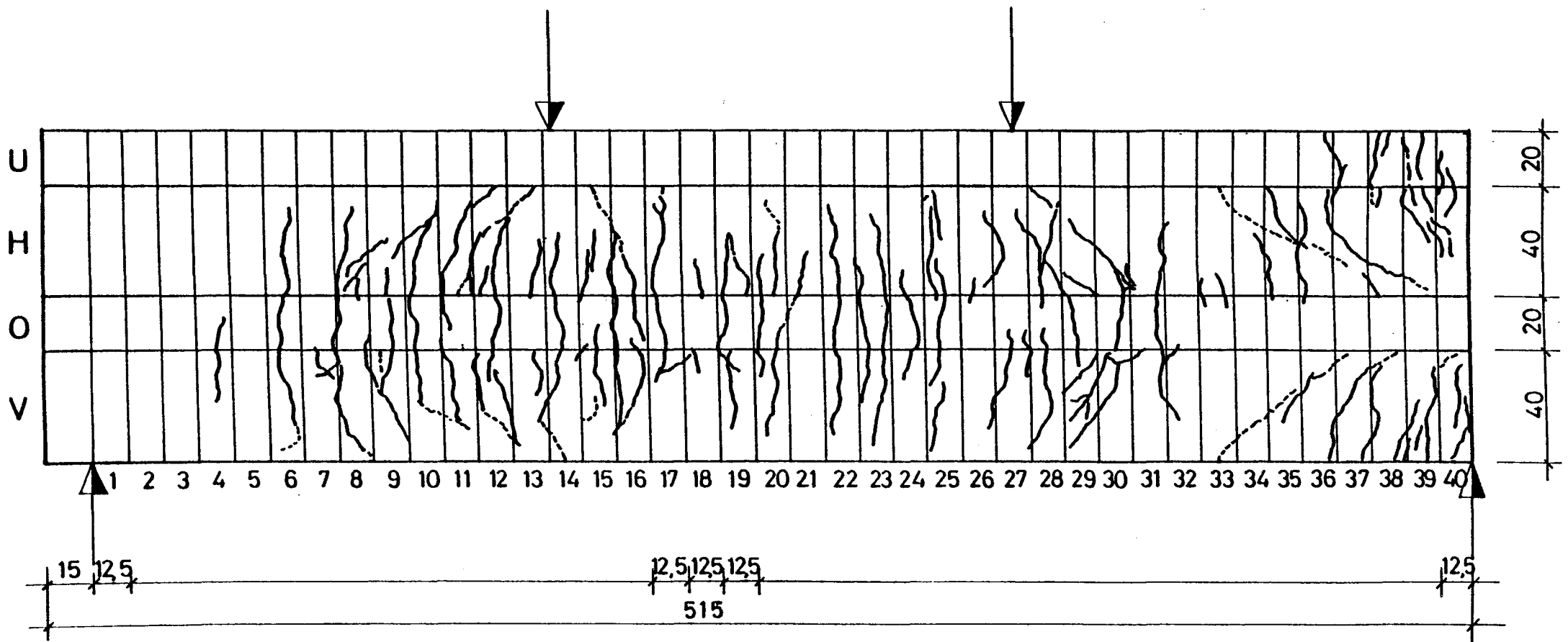


Bild 2/5.14: Rißbild von Balken B II in Laststufe 16 (1,7 zul P + Δ)

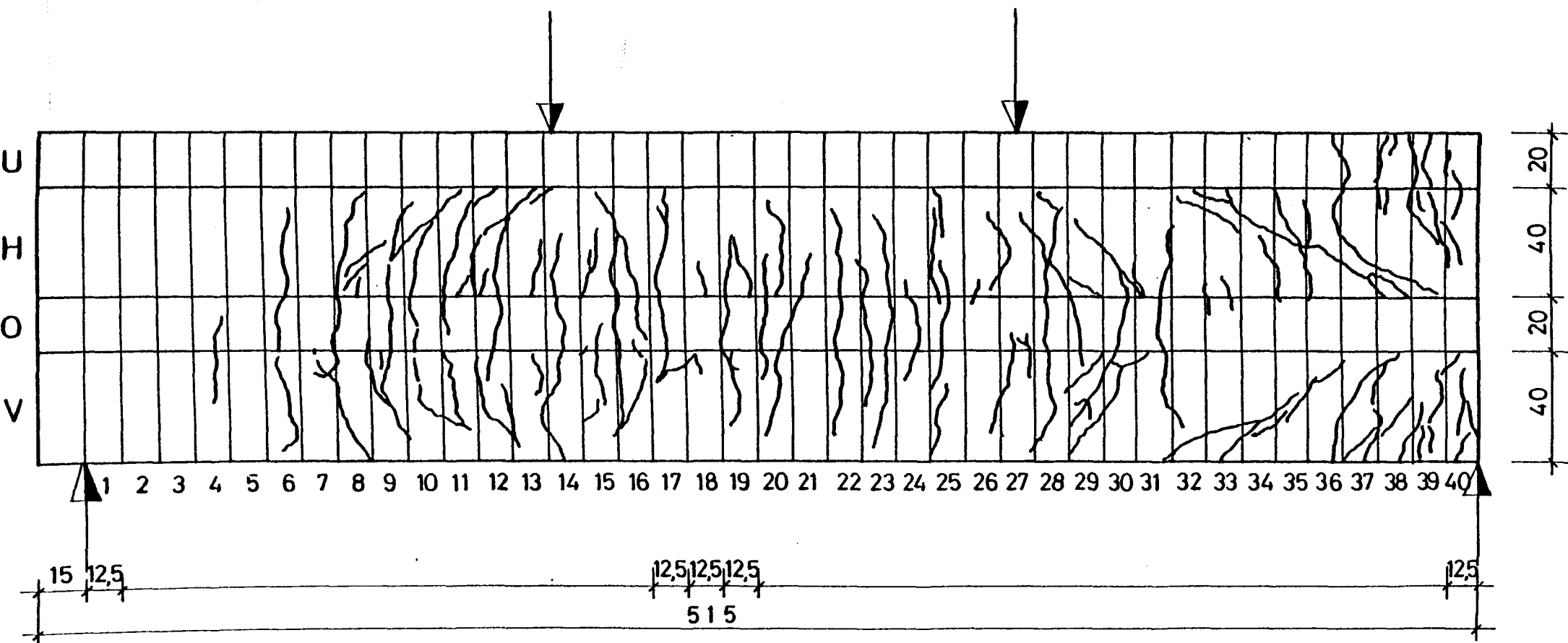


Bild 2/5.15: Rißbild von Balken B II in Laststufe 18 mit Angabe der Rißnummer (1,97 zul P + Δ)

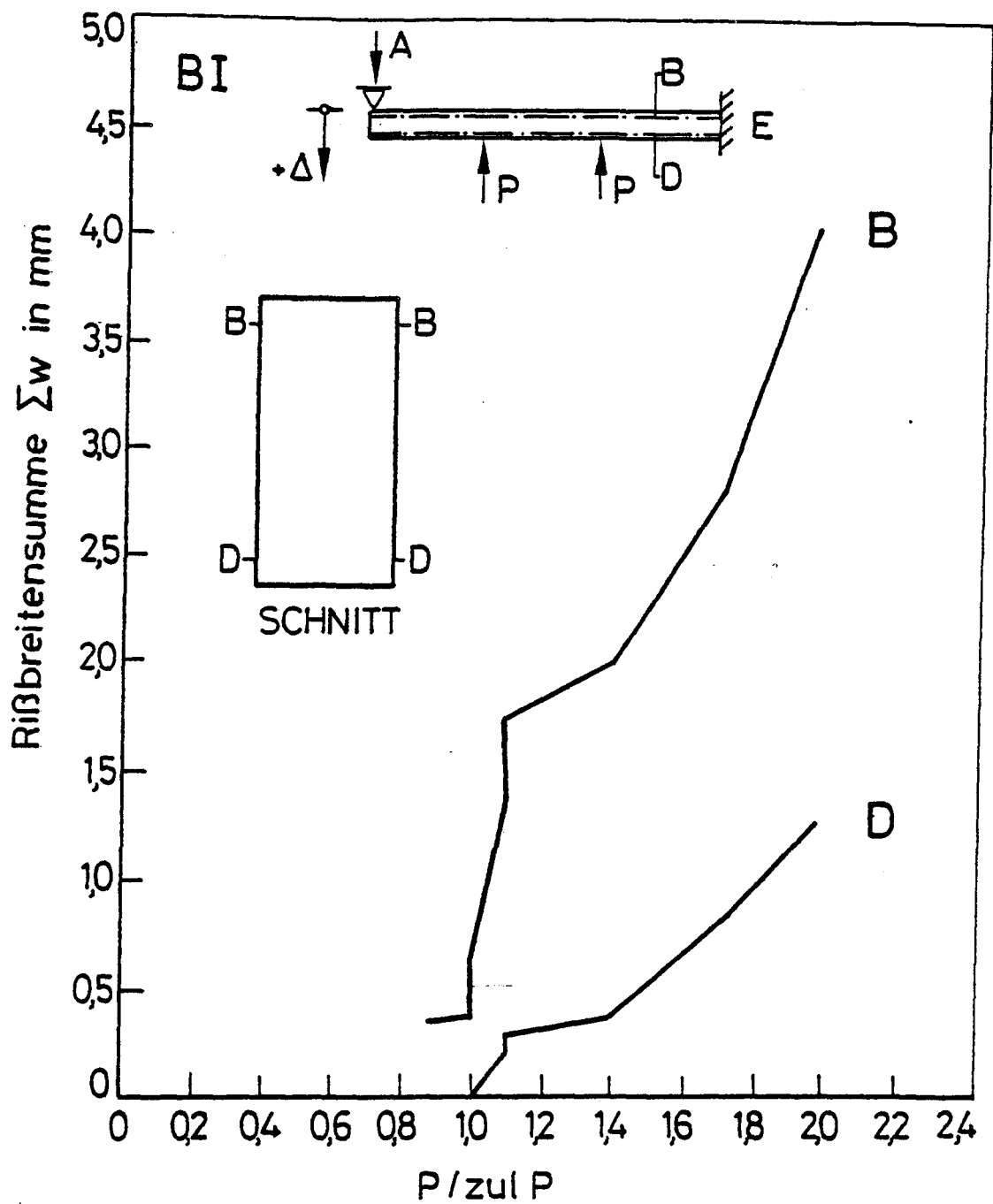


Bild 2/5.16: Summe der Rißbreiten von Balken B I in Abhängigkeit von der Last

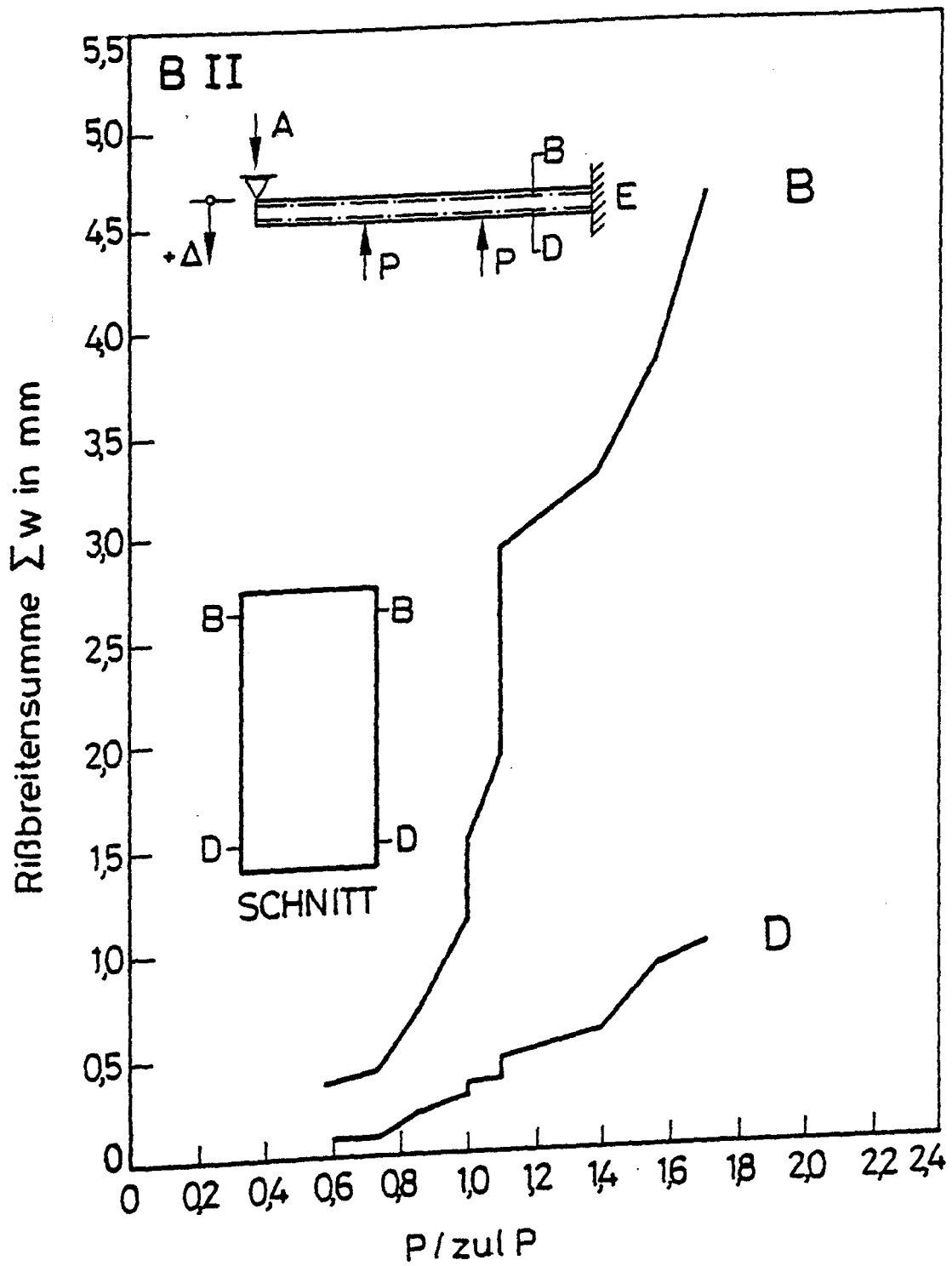


Bild 2/5.17: Summe der Rißbreiten von Balken B II in Abhängigkeit von der Last

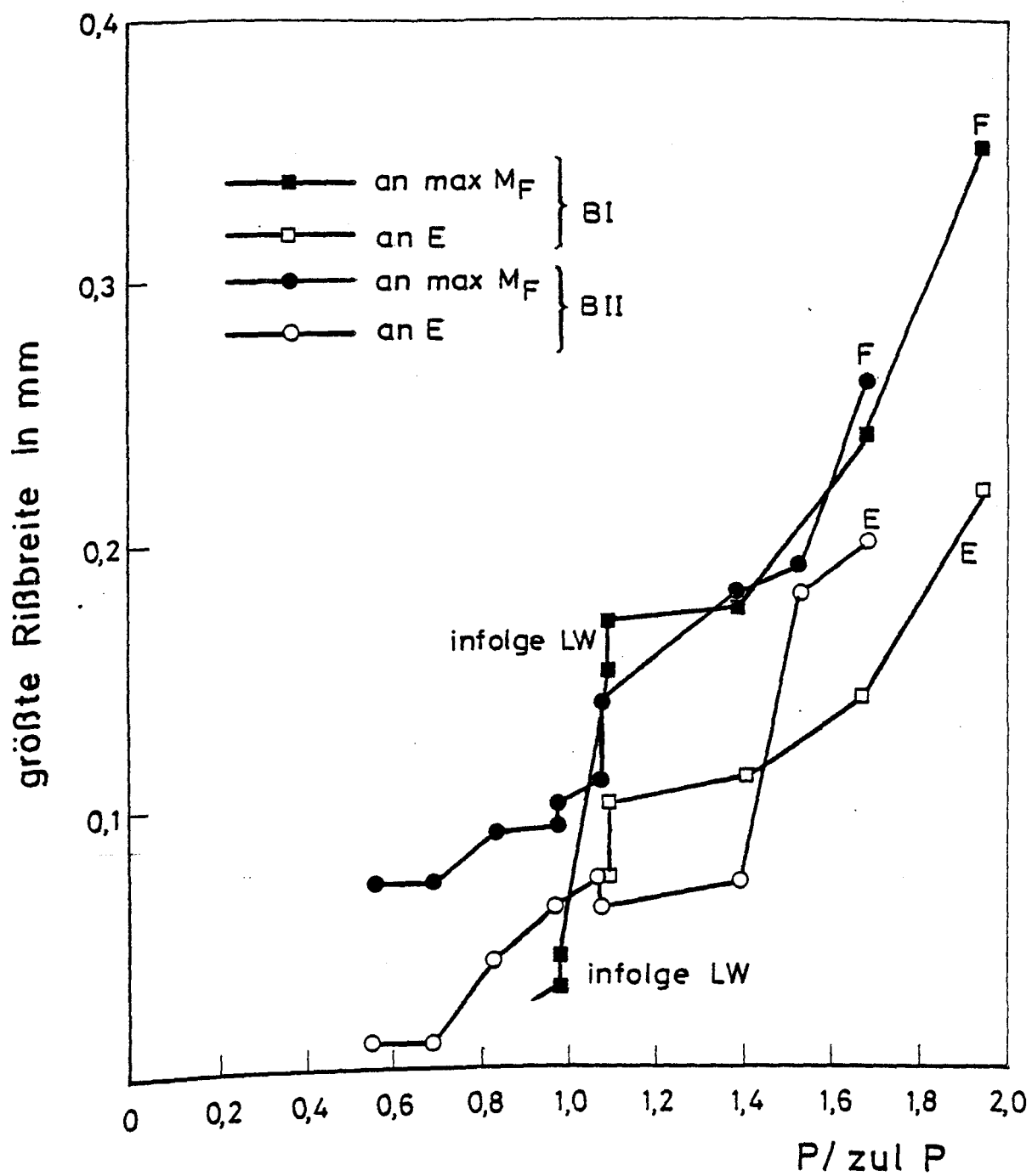


Bild 2/5.18: Breite einiger charakteristischer Biegerisse abhängig von der Last

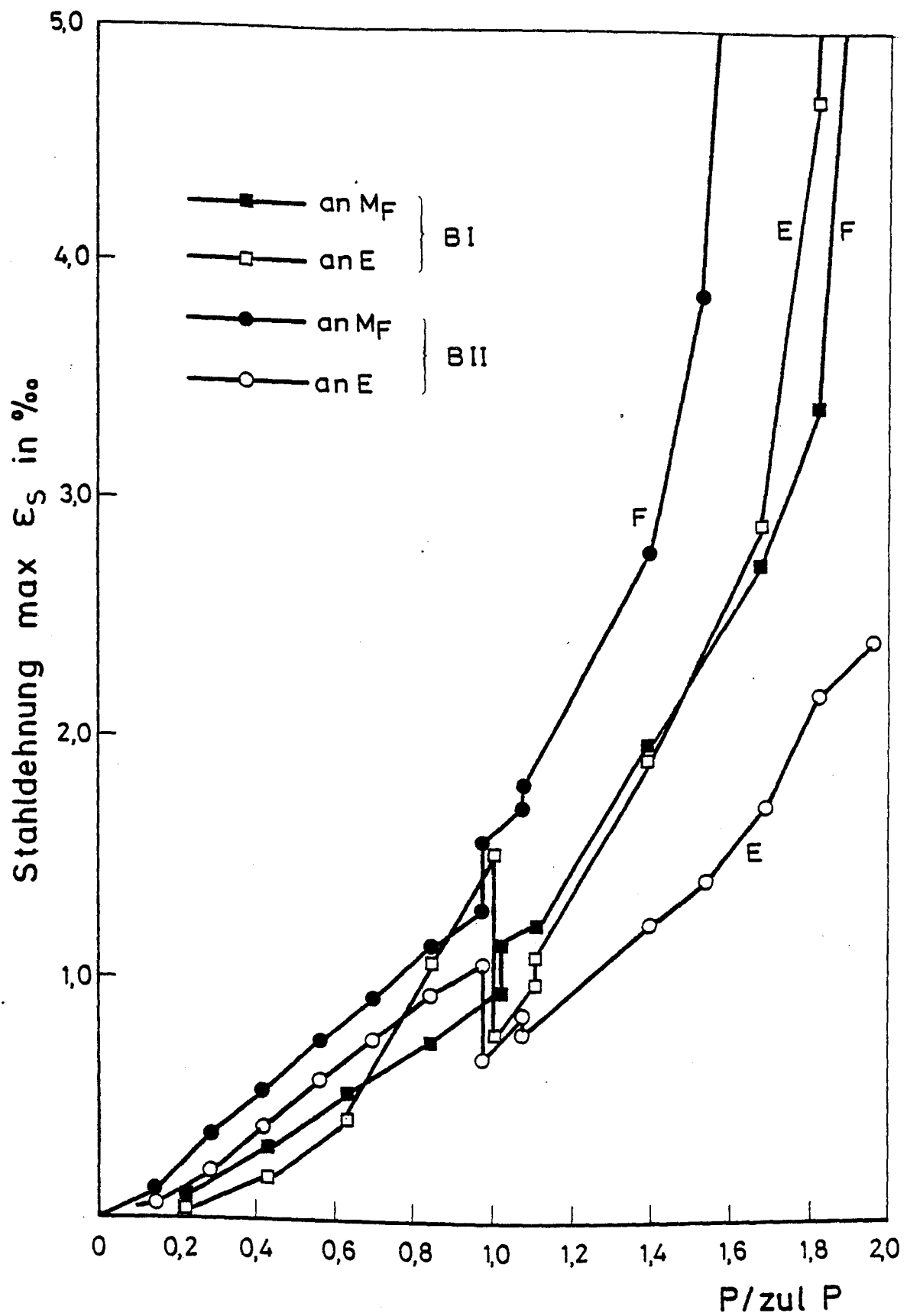


Bild 2/5.19: Stahldehnungen an charakteristischen Schnitten
in Abhängigkeit von der Last

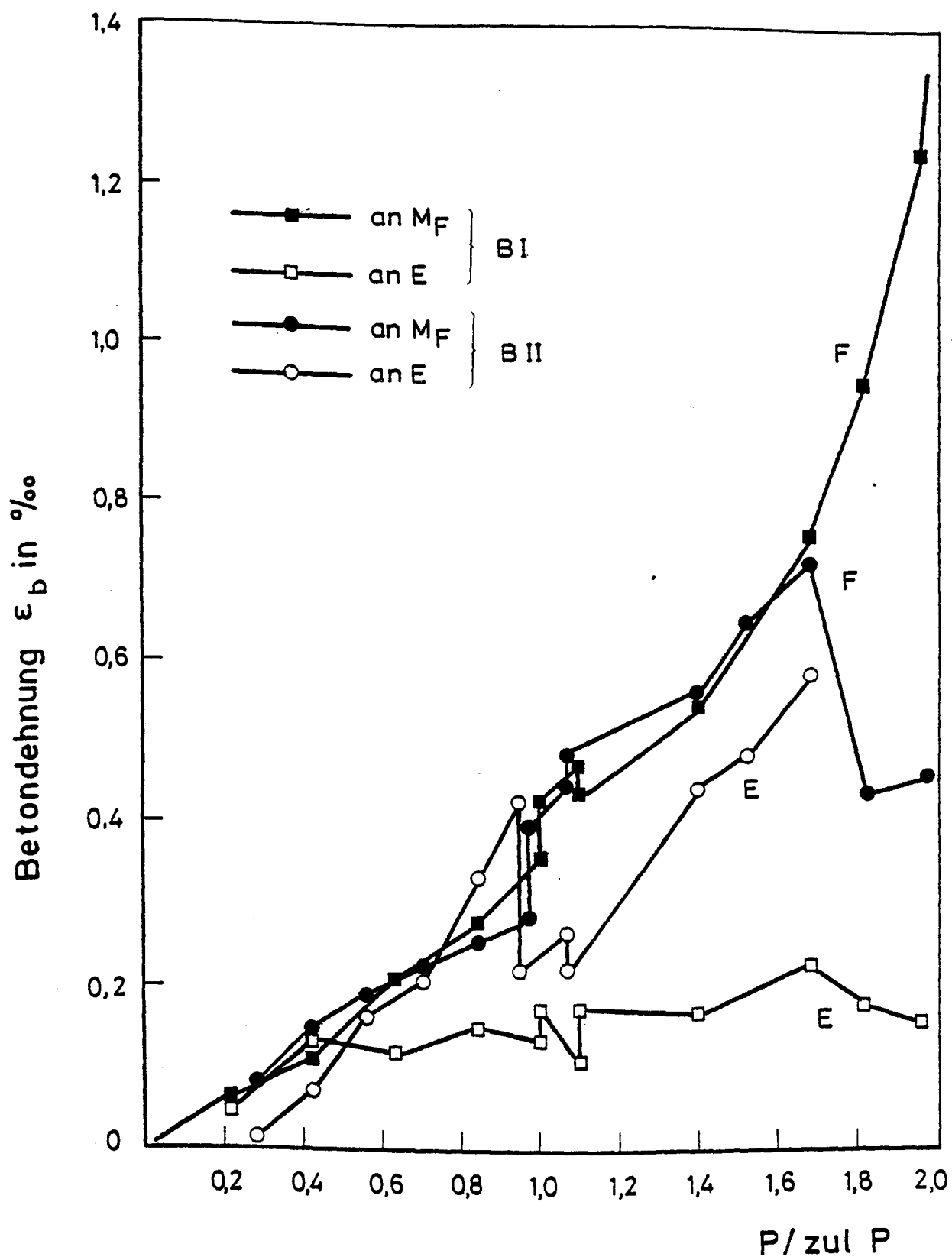



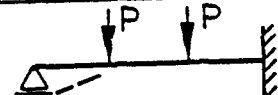


Bild 2/5.20: Betondehnungen an charakteristischen Schnitten
in Abhängigkeit von der Last

Versuchs- körper	Versuchs- balken	Bewehrung				Auflager- verschiebung cm	Verformungsbild
		Feld		Einspannung			
		μ_F %	Stäbe n; \varnothing	μ_E %	Stäbe n; \varnothing		
B III	O	0,61	10;10	0,88	10;12	+ 2,0	$+\Delta$ 
	U	0,59	2;22	0,89	3;22	+ 2,0	
B IV	O	0,61	10;10	0,88	10;12	- 2,0	$-\Delta$ 
	U	0,59	2;22	0,89	3;22	- 2,0	
B V	O	0,98	4;20	1,97	8;20	+ 2,0	$+\Delta$ 
	U	0,96	2;28	1,93	4,28	+ 2,0	
B VI	O	0,98	4;20	1,97	8;20	- 2,0	$-\Delta$ 
	U	0,96	2;28	1,93	4;28	- 2,0	

186 mm

Tab. 3/1.1: Parameter der Versuche mit langandauernder Beanspruchung infolge Last und Zwang

	Größe	Einheit	Auflagerverschiebung [cm]			
			+ 2,0	- 2,0	+ 2,0	- 2,0
			μ_F und μ_E klein		μ_F und μ_E groß	
			Versuchskörper			
			B III	B IV	B V	B VI
Bruchzustand nach DIN 1045	krit M_F	kNm	107,6	107,6	165,1	165,1
	krit M_E	kNm	152,3	152,3	291,0	291,0
	krit P	kN	95,0	95,0	157,3	157,3
	zul P	kN	54,3	54,3	89,9	89,9
	max τ_0	MN/m ²	0,50	0,50	1,30	1,30
Rechnerischer Bruchzustand	rechn M_{FU}	kNm	120,2	120,6	172,0	173,8
	rechn M_{EU}	kNm	171,0	169,6	312,6	316,3
	rechn P_U	kN	106,3	106,3	165,7	167,5
Versuchs- werte	M_{FUV}	kNm	133,3	133,3	222,2	222,2
	M_{EUV}	kNm	200,0	200,0	333,3	333,3
	P_{UV}	kN	120,0	120,0	200,0	200,0
Vergleiche	$P_{UV}/\text{krit P}$	-	1,26	1,26	1,27	1,27
	$P_{UV}/\text{rechn } P_U$	-	1,13	1,13	1,21	1,19
	$P_{UV}/\text{zul P}$	-	2,21	2,21	2,22	2,22

12,1 cm

Tab. 3/2.1: Rechenwerte der Langzeitbalken

Versuchskörper	Baustoffe/m ³ Beton (in kg)			W/Z-Wert	Frischbeton- rohdichte (kg/m ³)
	Zement	Zuschlag	Wasser		
B III	234	1914	222	0,95	2370
B IV	233	1910	222	0,95	2365
B V	233	1910	222	0,95	2365
B VI	234	1918	223	0,95	2375

Tab. 3/3.1: Betonzusammensetzung

Vers. körper	Alter (Tage)	Festigkeit (N/mm ²)				Prismen- druck	E-Modul (kN/mm ²)
		Würfel- druck	Balken- biegezug	Zylinder- Druck	Spaltzug		
B III	7	22,6	-	-	-	-	-
	28	31,6	3,21	26,54	2,72	26,12	25,00
	120	32,4	4,55	29,70	2,68	-	23,44
B IV	7	21,7	-	-	-	-	-
	28	29,7	3,29	28,60	2,23	26,33	24,97
	120	32,4	4,26	31,60	2,73	-	26,10
B V	7	20,5	-	-	-	-	-
	28	28,9	2,86	26,5	2,46	26,6	24,70
	120	32,1	4,07	28,1	2,56	-	22,00
B VI	7	18,8	-	-	-	-	-
	28	31,2	3,35	25,7	2,08	25,8	24,51
	120	32,1	4,04	26,5	2,67	-	22,60

Tab. 3/3.2: Festigkeitseigenschaften der Betone

Nenn- durch- messer	Ist- durch- messer	Ist- Quer- schnitt	Streckgrenze bez. auf Ist-Ø		Zugfestigkeit bez. auf Ist-Ø		Bruch- dehnung
			F _{0,2}	R _{p0,2}	F _m	R _m	
mm	mm	cm²	kN	N/mm²	kN	N/mm²	%
8	8,06	0,510	21,1	413,7	25,1	492,2	13,8
10	10,14	0,807	35,5	439,9	43,8	542,7	14,5
12	12,10	1,149	50,0	435,2	62,4	543,1	15,4
14	14,05	1,548	72,9	470,9	89,0	574,9	12,1
16	16,19	2,058	97,1	471,8	120,0	583,1	13,4
18	18,04	2,554	113,2	443,2	139,2	545,0	13,6
20	20,10	3,170	134,8	425,2	165,0	520,5	13,0
22	22,2	3,877	184,0	474,6	218,0	562,3	13,6
28	28,2	6,252	262,0	419,1	317,0	507,0	15,0

14,0 cm

Tab. 3/3.3: Gemessene geometrische und mechanische Kennwerte
des Betonrippenstahls

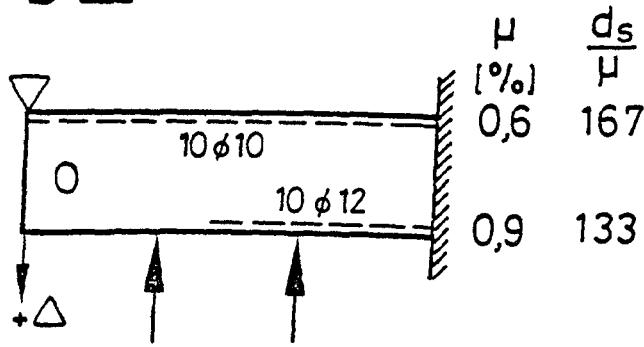
Versuchskörper B V				Versuchskörper B VI			
Last- stufe	P	$\frac{P}{\text{zul } P}$	Bemerkungen	Last- stufe	P	$\frac{P}{\text{zul } P}$	Bemerkungen
-	kN	-	-	-	kN	-	-
1	20	0,22	zul P_{St}	1	20	0,22	zul P_{St}
2	40	0,44		2	40	0,44	
3	60	0,67		3	60	0,67	
4	80	0,89		4	80	0,89	
5	97	1,08		5	97	1,08	
6	97	1,08		6	97	1,08	
7	97	1,08		7	97	1,08	
8	97+Δ	1,08+Δ	Auflagerversch. t = 0 [Tage]	8	97	1,08	Auflagerversch. t = 0 [Tage]
9	wie LST 8	wie LST 8	t = 0,11	9	97	1,08	
10	wie LST 8	wie LST 8	t = 0,19	10	97	1,08	
11	wie LST 8	wie LST 8	t = 0,19	11	97+Δ	1,08+Δ	
12	wie LST 8	wie LST 8	t = 0,26	12	wie LST 11	wie LST 11	
13	wie LST 8	wie LST 8	t = 1,02	13	wie LST 11	wie LST 11	
14	wie LST 8	wie LST 8	t = 1,27	14	wie LST 11	wie LST 11	
15	wie LST 8	wie LST 8	t = 1,95	15	wie LST 11	wie LST 11	
16	wie LST 8	wie LST 8	t = 2,95	16	wie LST 11	wie LST 11	
17	wie LST 8	wie LST 8	t = 5,95	17	wie LST 11	wie LST 11	
18	wie LST 8	wie LST 8	t = 8,00	18	wie LST 11	wie LST 11	
19	wie LST 8	wie LST 8	t = 10,95	19	wie LST 11	wie LST 11	
20	wie LST 8	wie LST 8	t = 14,95	20	wie LST 11	wie LST 11	
21	wie LST 8	wie LST 8	t = 21,95	21	wie LST 11	wie LST 11	
22	wie LST 8	wie LST 8	t = 30,94	22	wie LST 11	wie LST 11	
23	wie LST 8	wie LST 8	t = 42,95	23	wie LST 11	wie LST 11	
24	wie LST 8	wie LST 8	t = 64,22	24	wie LST 11	wie LST 11	
25	wie LST 8	wie LST 8	t = 85,14	25	wie LST 11	wie LST 11	
26	wie LST 8	wie LST 8	t = 119,93	26	wie LST 11	wie LST 11	
27	wie LST 8	wie LST 8	t = 120,68	27	wie LST 11	wie LST 11	
28	wie LST 8	wie LST 8	t = 120,70	28	wie LST 11	wie LST 11	
29	120+Δ	1,34+Δ	Bruchlast	29	wie LST 11	wie LST 11	t = 120,21
30	140+Δ	1,56+Δ		30	wie LST 11	wie LST 11	t = 120,95
31	160+Δ	1,78+Δ		31	120+Δ	1,34+Δ	Bruchlast
32	97+Δ	1,08+Δ		32	140+Δ	1,56+Δ	
33	97+Δ	1,08+Δ		33	160+Δ	1,78+Δ	
34	160+Δ	1,78+Δ		34	97+Δ	1,08+Δ	
35	180+Δ	2,00+Δ		35	97+Δ	1,08+Δ	
36	200+Δ	2,22+Δ		36	160+Δ	1,78+Δ	
				37	180+Δ	2,00+Δ	
				38	180+Δ	2,00+Δ	
				39	200+Δ	2,06+Δ	

Tab. 3/4.2: Zusammenstellung der Laststufen für B V und B VI

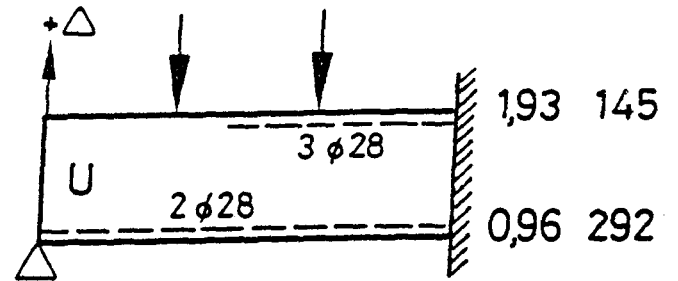
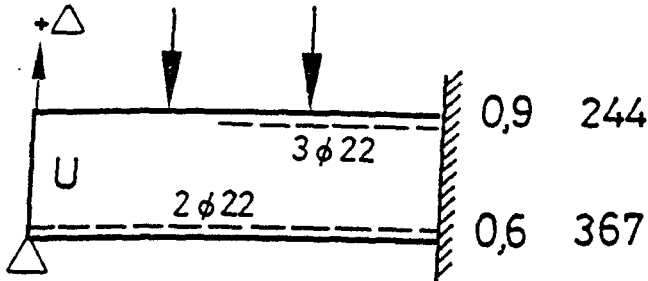
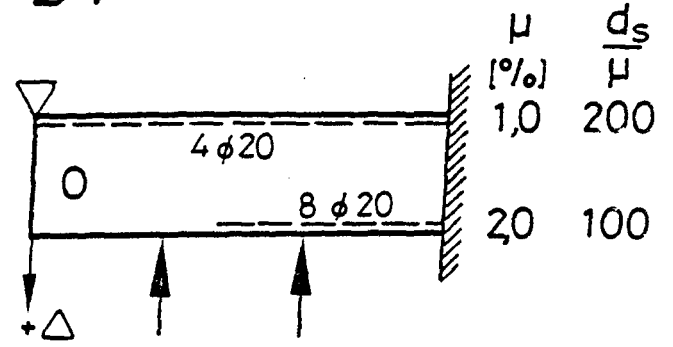
Versuchskörper B III				Versuchskörper B IV			
Last- stufe	P	$\frac{P}{\text{zul } P}$	Bemerkungen	Last- stufe	P	$\frac{P}{\text{zul } P}$	Bemerkungen
-	kN	-	-	-	kN	-	-
1	10	0,18	$\sim \text{zul } P_{St}$	1	10	0,18	$\sim \text{zul } P_{St}$
2	20	0,37		2	20	0,37	
3	30	0,55		3	30	0,55	
4	40	0,74		4	40	0,74	
5	51,7	0,95		5	51	0,95	
6	51,7	0,95		6	51	0,95	
7	51,7	0,95		7	51+Δ	0,95+Δ	Auflagerversch. t = 0 [Tage]
8	51,7	0,95	Auflagerversch. t = 0 [Tage]	8	wie LST 7	wie LST 7	t = 0,028
9	51,7+Δ	0,95+Δ		9	wie LST 7	wie LST 7	t = 0,110
10	wie LST 9	wie LST 9	t = 0,04	10	wie LST 7	wie LST 7	t = 0,17
11	wie LST 9	wie LST 9	t = 0,08	11	wie LST 7	wie LST 7	t = 0,24
12	wie LST 9	wie LST 9	t = 0,21	12	wie LST 7	wie LST 7	t = 0,95
13	wie LST 9	wie LST 9	t = 0,28	13	wie LST 7	wie LST 7	t = 1,23
14	wie LST 9	wie LST 9	t = 0,99	14	wie LST 7	wie LST 7	t = 2,00
15	wie LST 9	wie LST 9	t = 1,23	15	wie LST 7	wie LST 7	t = 3,20
16	wie LST 9	wie LST 9	t = 3,97	16	wie LST 7	wie LST 7	t = 6,04
17	wie LST 9	wie LST 9	t = 6,00	17	wie LST 7	wie LST 7	t = 8,04
18	wie LST 9	wie LST 9	t = 8,04	18	wie LST 7	wie LST 7	t = 10,03
19	wie LST 9	wie LST 9	t = 11,05	19	wie LST 7	wie LST 7	t = 15,04
20	wie LST 9	wie LST 9	t = 14,97	20	wie LST 7	wie LST 7	t = 22,05
21	wie LST 9	wie LST 9	t = 21,96	21	wie LST 7	wie LST 7	t = 31,03
22	wie LST 9	wie LST 9	t = 31,95	22	wie LST 7	wie LST 7	t = 43,05
23	wie LST 9	wie LST 9	t = 42,98	23	wie LST 7	wie LST 7	t = 64,05
24	wie LST 9	wie LST 9	t = 63,97	24	wie LST 7	wie LST 7	t = 85,05
25	wie LST 9	wie LST 9	t = 84,97	25	wie LST 7	wie LST 7	t = 119,90
26	wie LST 9	wie LST 9	t = 119,96	26	wie LST 7	wie LST 7	t = 124,94
27	wie LST 9	wie LST 9	t = 159,98	27	60+Δ	1,11+Δ	Bruchlast
28	60+Δ	1,11+Δ	Bruchlast	28	70+Δ	1,29+Δ	
29	70+Δ	1,29+Δ		29	70+Δ	1,29+Δ	
30	70+Δ	1,29+Δ		30	80+Δ	1,47+Δ	
31	80+Δ	1,47+Δ		31	90+Δ	1,66+Δ	
32	90+Δ	1,66+Δ		32	100+Δ	1,84+Δ	
33	100+Δ	1,84+Δ		33	110+Δ	2,03+Δ	
34	110+Δ	2,03+Δ		34	120+Δ	2,21+Δ	
35	120+Δ	2,21+Δ	Bruchlast				

Tab. 3/4.1: Zusammenstellung der Laststufen für B III und B IV

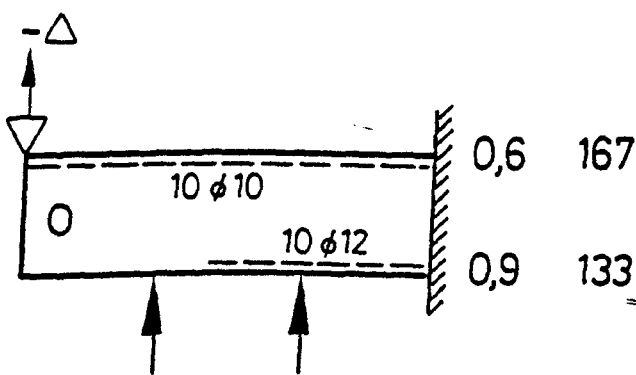
B III



B V



B IV



B VI

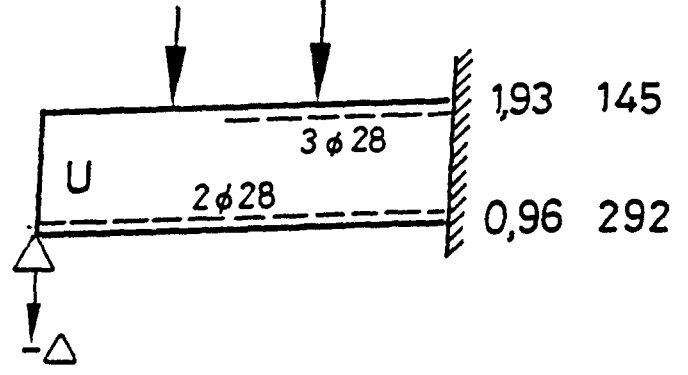
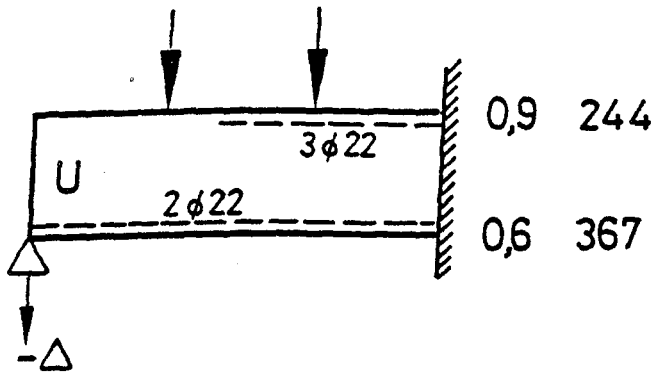
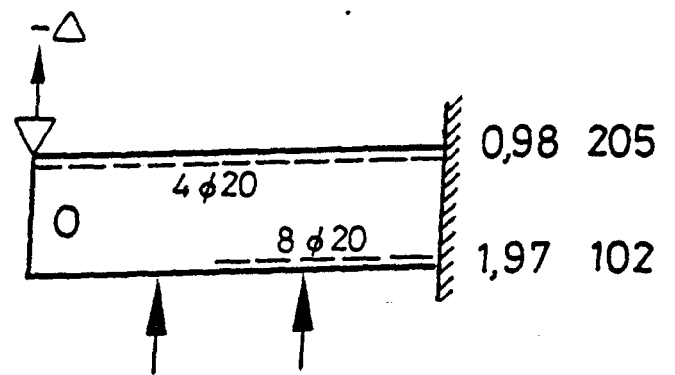


Bild 3/1.1: Bewehrungsgrade, -aufteilung und Verbundparameter

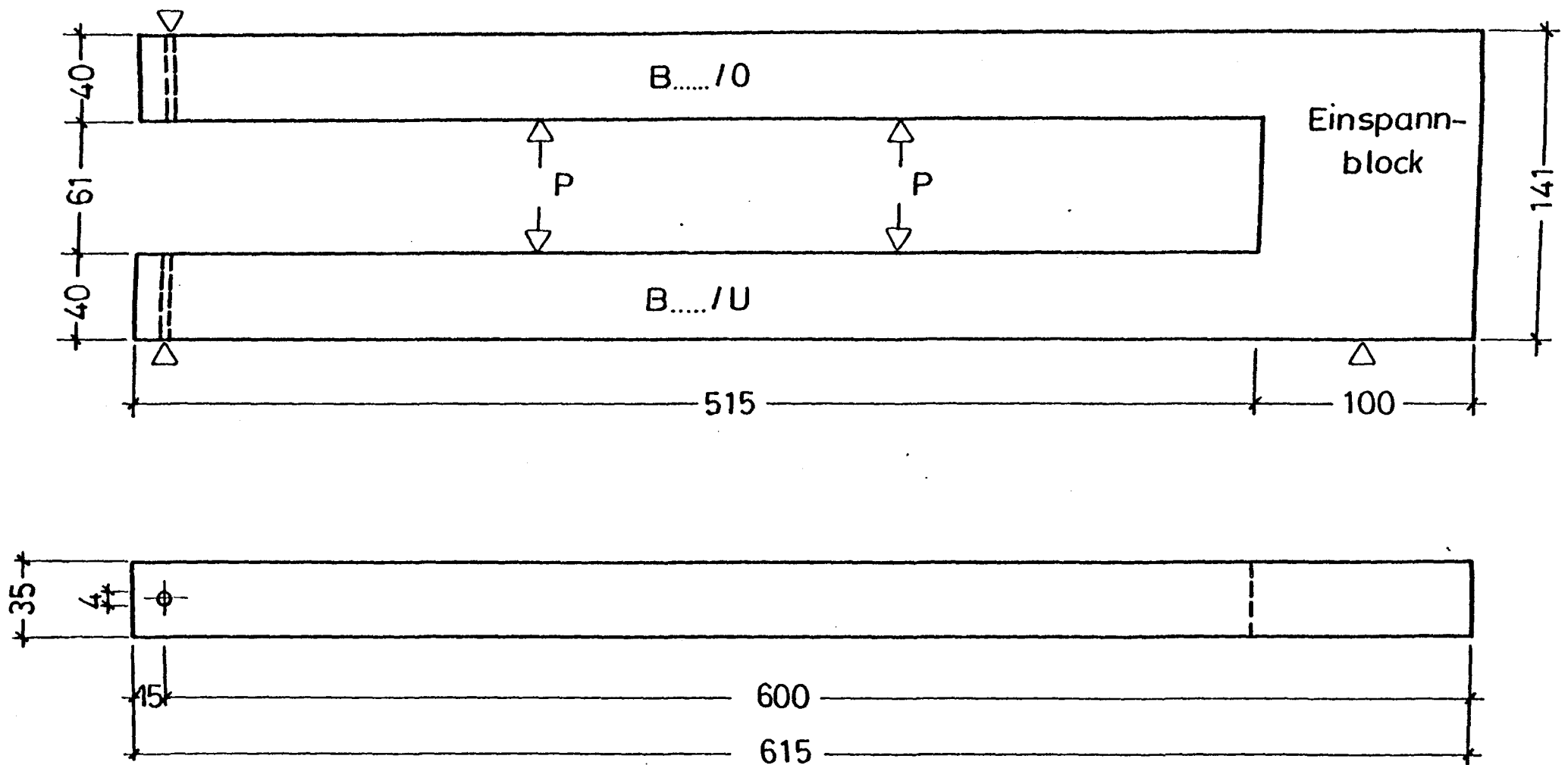
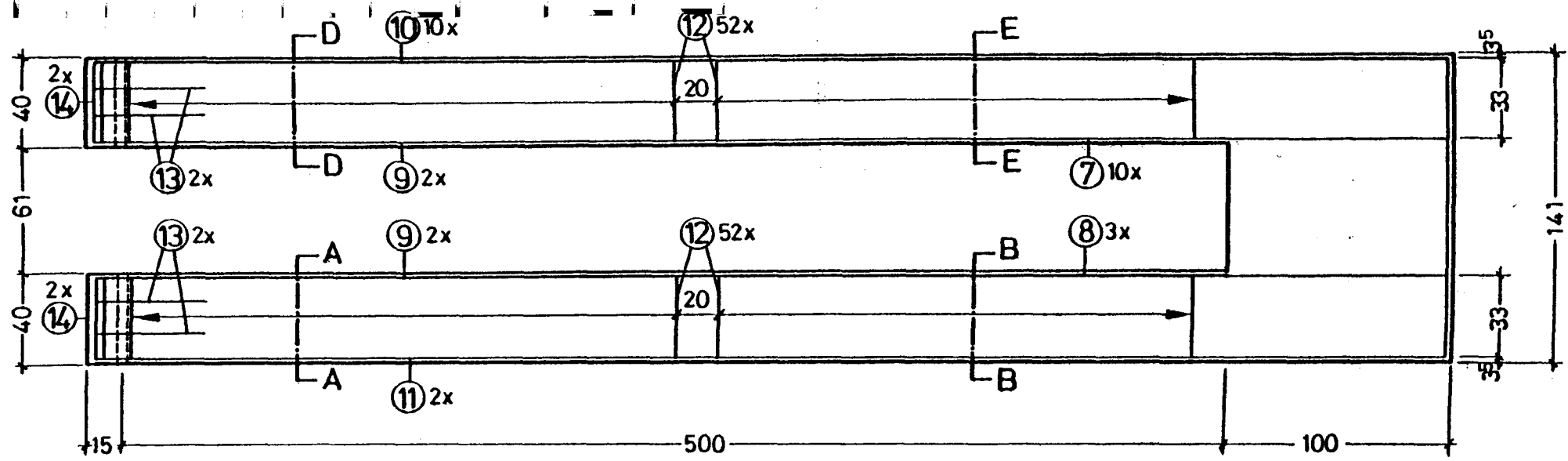


Bild 3/2.1: Versuchskörper



⑨ 2x2 = 4 III $\phi 10$, L = 3,35m

B 25 BSt 420 / 500 RK

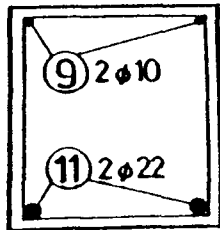
⑩ 10 III $\phi 10$, L = 6,05m

⑪ 2 III $\phi 22$, L = 6,05m

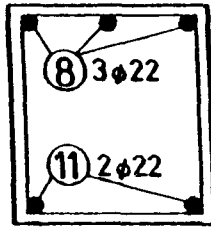
⑦ 10 III $\phi 12$, L = 3,40m

⑧ 3 III $\phi 22$, L = 4,05m

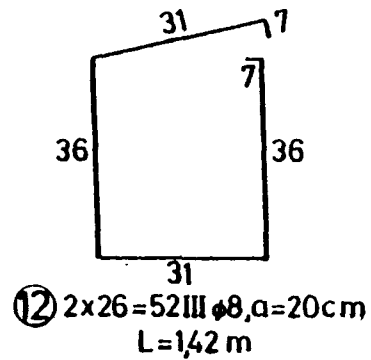
M = 1:10



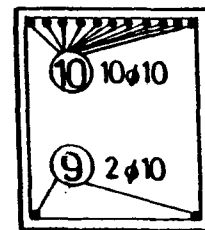
SNITT A - A



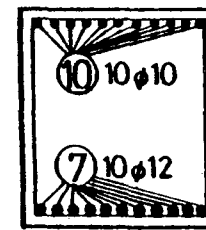
SNITT B - B



⑫ 2x26=52 III $\phi 8$, $\alpha=20^\circ$
L = 1,42 m

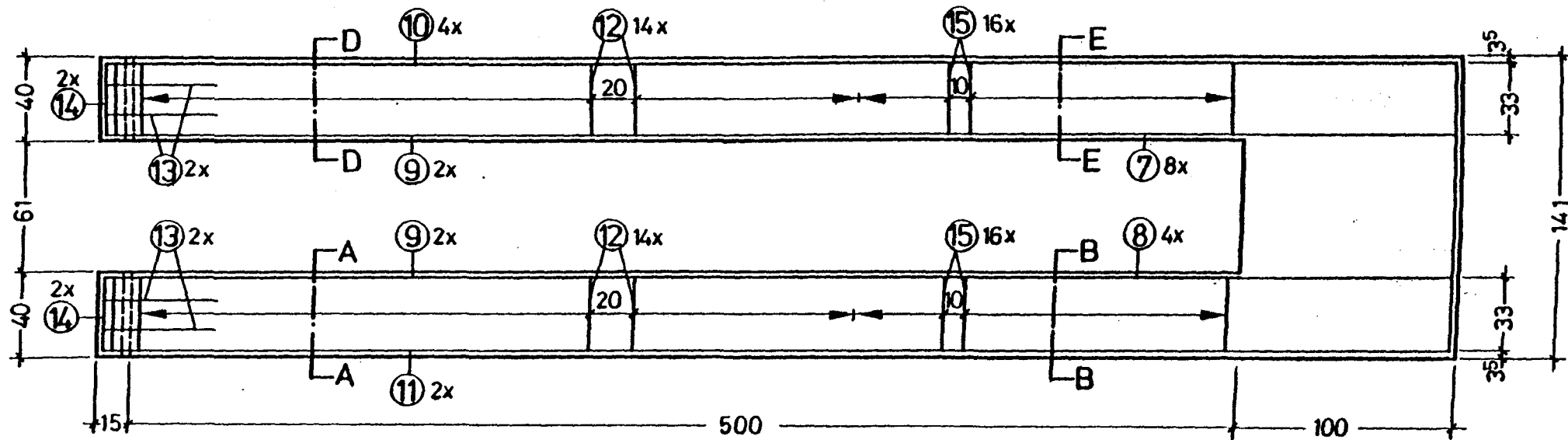


SNITT D - D



SNITT E - E

Bild 3/2.2: Bewehrungsplan der Balken B III und B IV



⑤ $2 \times 2 = 4 \text{ III } \phi 10, L = 2,94 \text{ m}$

B25 BSt 420 / 500 RK

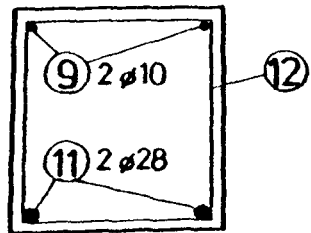
⑩ $4 \text{ III } \phi 20, L = 6,23 \text{ m}$

⑪ $2 \text{ III } \phi 28, L = 6,29 \text{ m}$

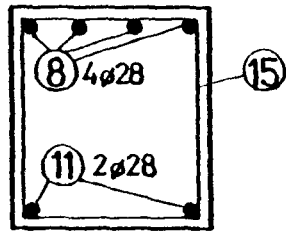
⑦ $8 \text{ III } \phi 20, L = 3,80$

⑧ $4 \text{ III } \phi 28, L = 4,35$

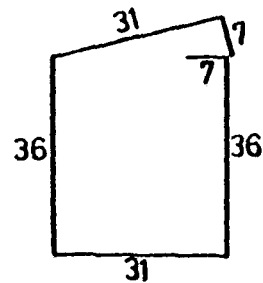
M = 1:10



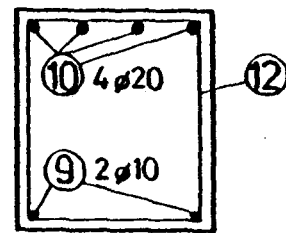
SCHNITT A-A



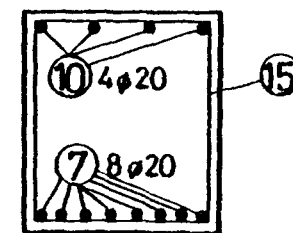
SCHNITT B-B



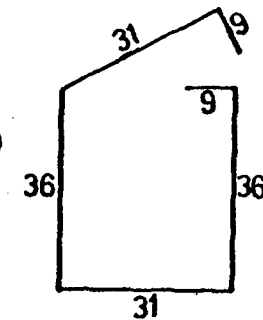
⑫ $2 \times 18 = 36 \text{ III } \phi 8, \alpha = 20 \text{ cm}$
 $L = 1,42 \text{ m}$



SCHNITT D-D



SCHNITT E-E



⑮ $2 \times 17 = 34 \text{ III } \phi 10$
 $\alpha = 10 \text{ cm}, L = 1,46 \text{ m}$

Bild 3/2.3: Bewehrungsplan der Balken B V und B VI

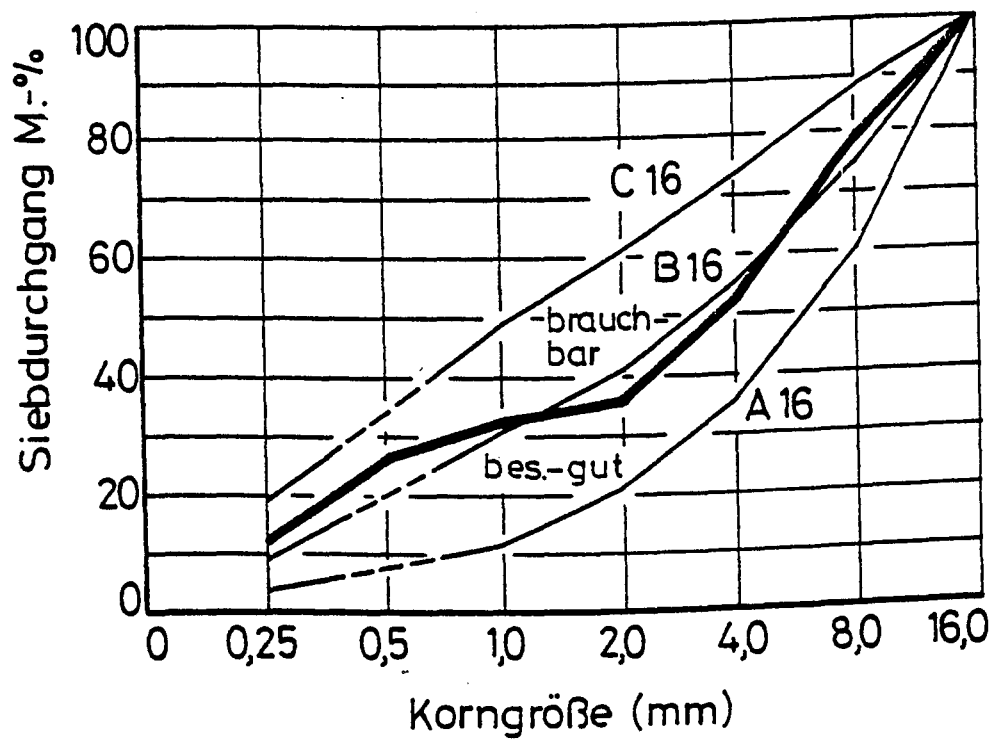


Bild 3/3.1: Sieblinie des Betonzuschlags (B III)

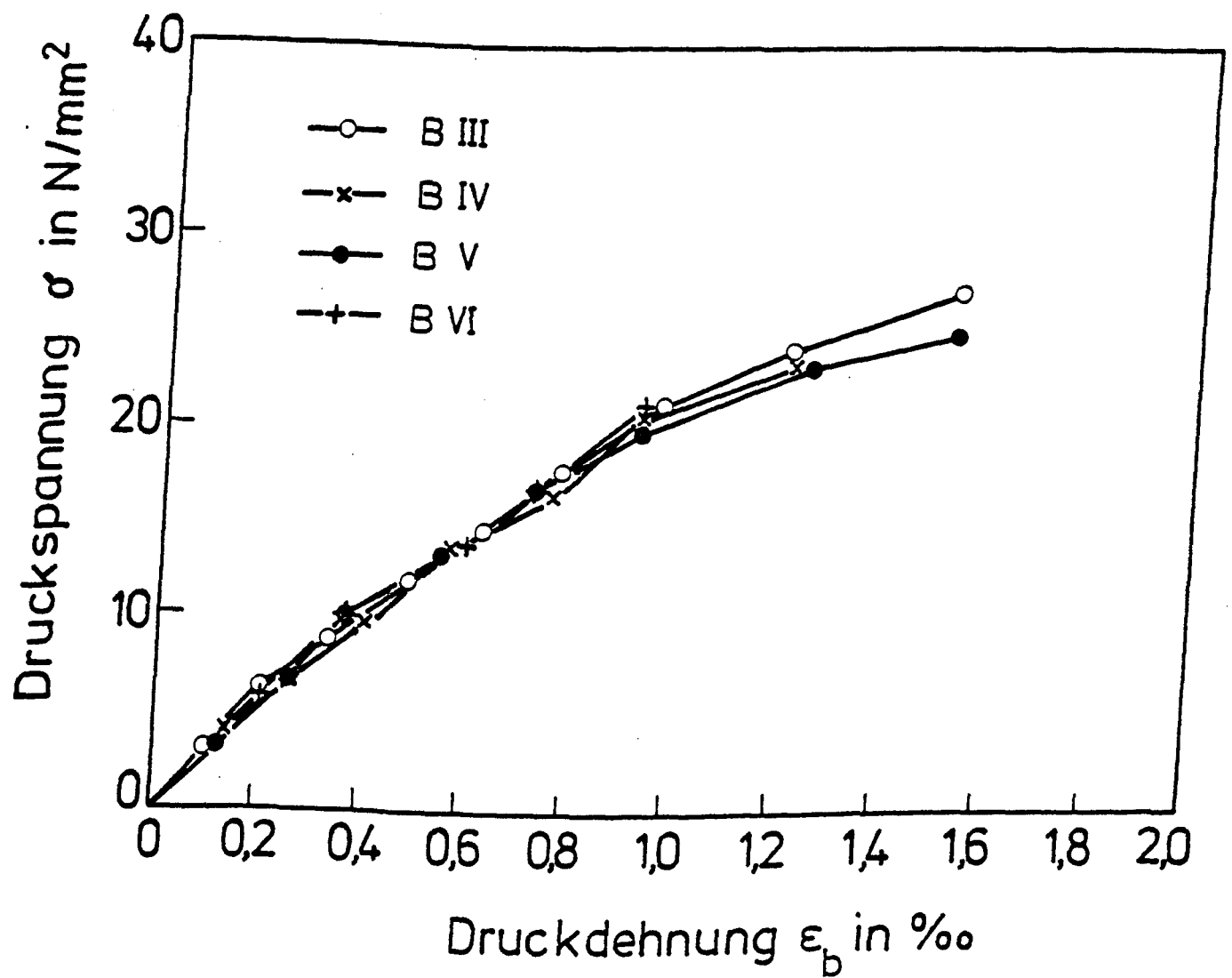


Bild 3/3.2: Spannungs-Dehnungslinien der Betone auf mittigen Druck

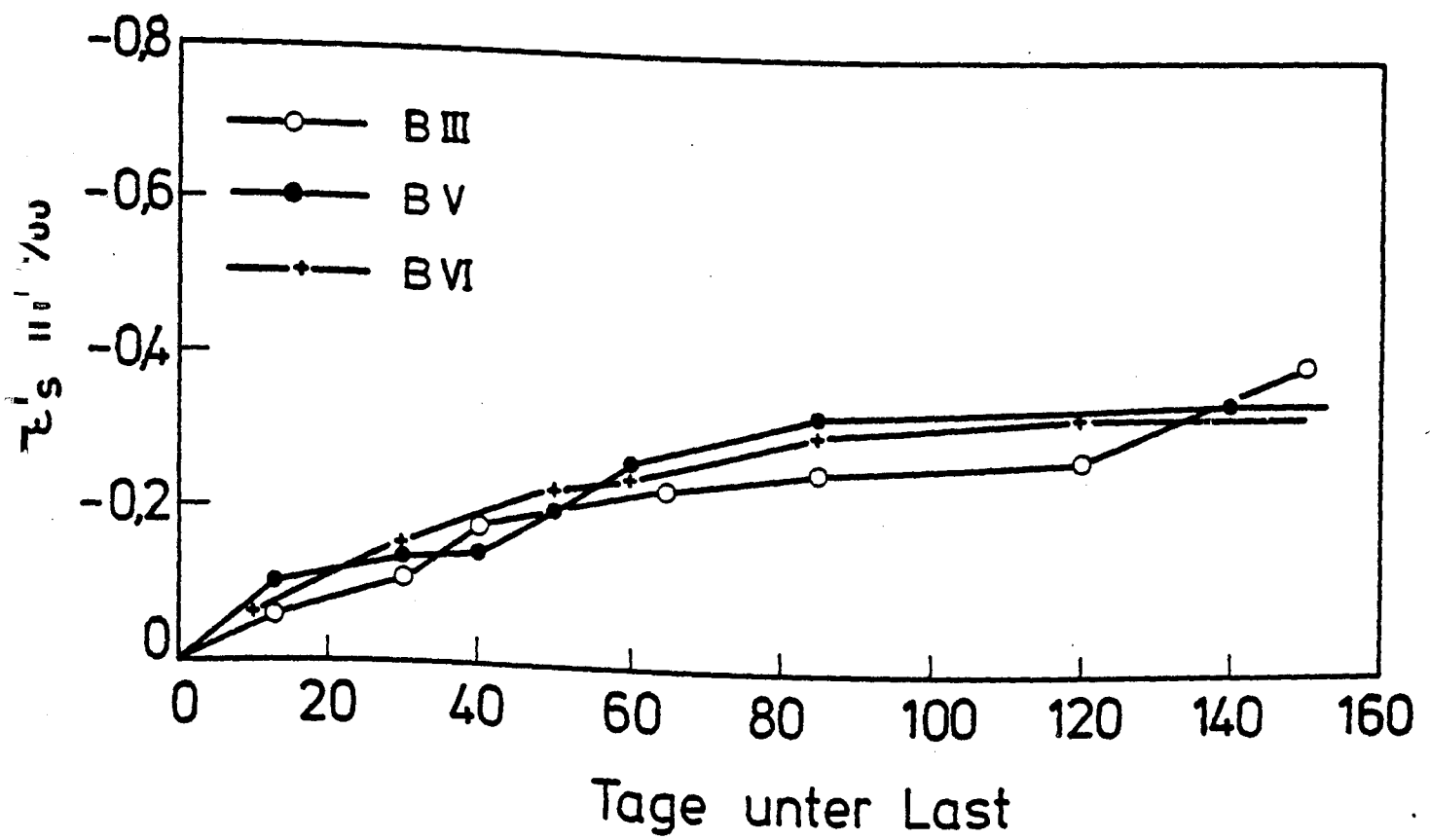


Bild 3/3.3: Schwinddehnungen ab dem Belastungsalter 28 d

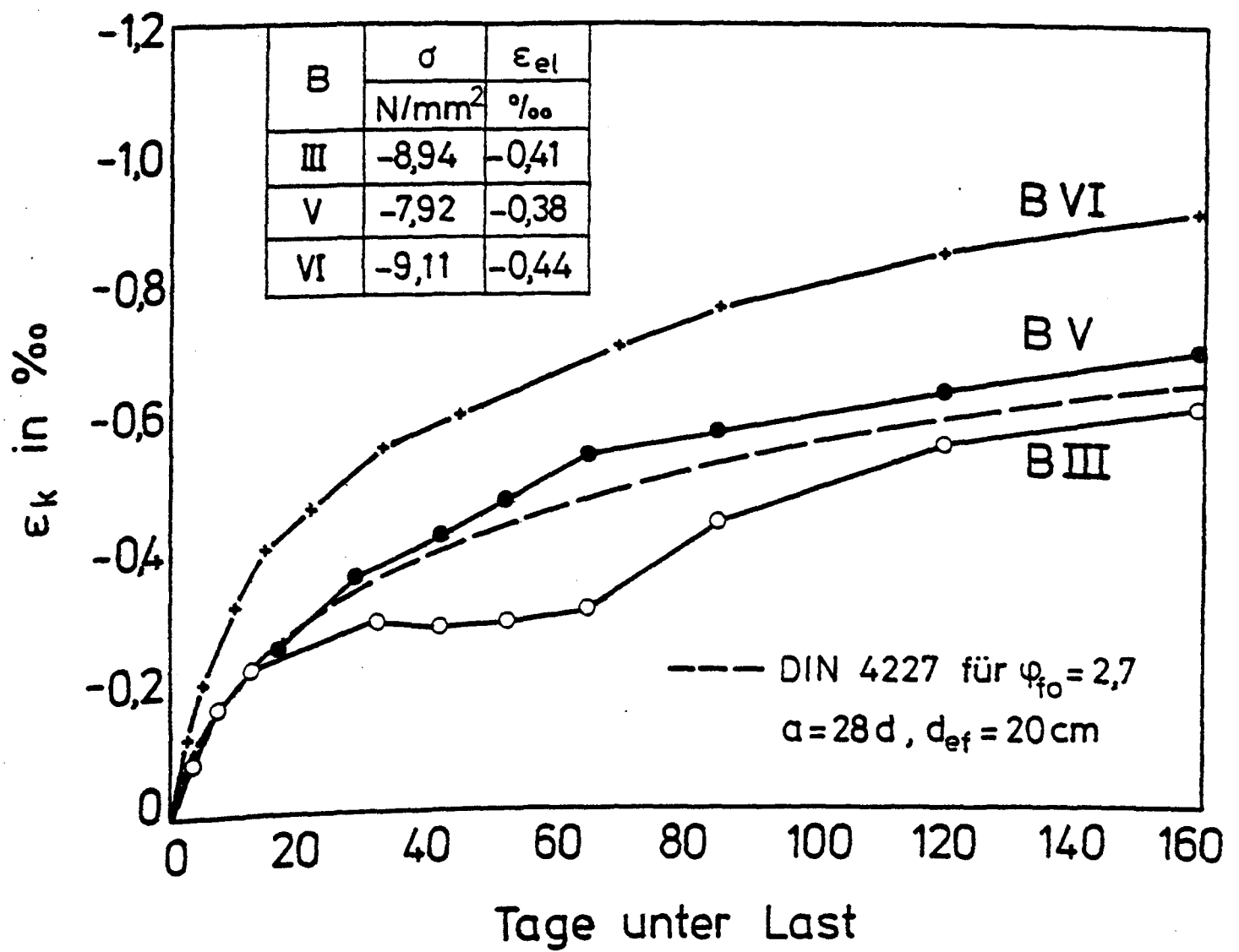


Bild 3/3.4: Kriechdehnungen ab dem Belastungsalter 28 d

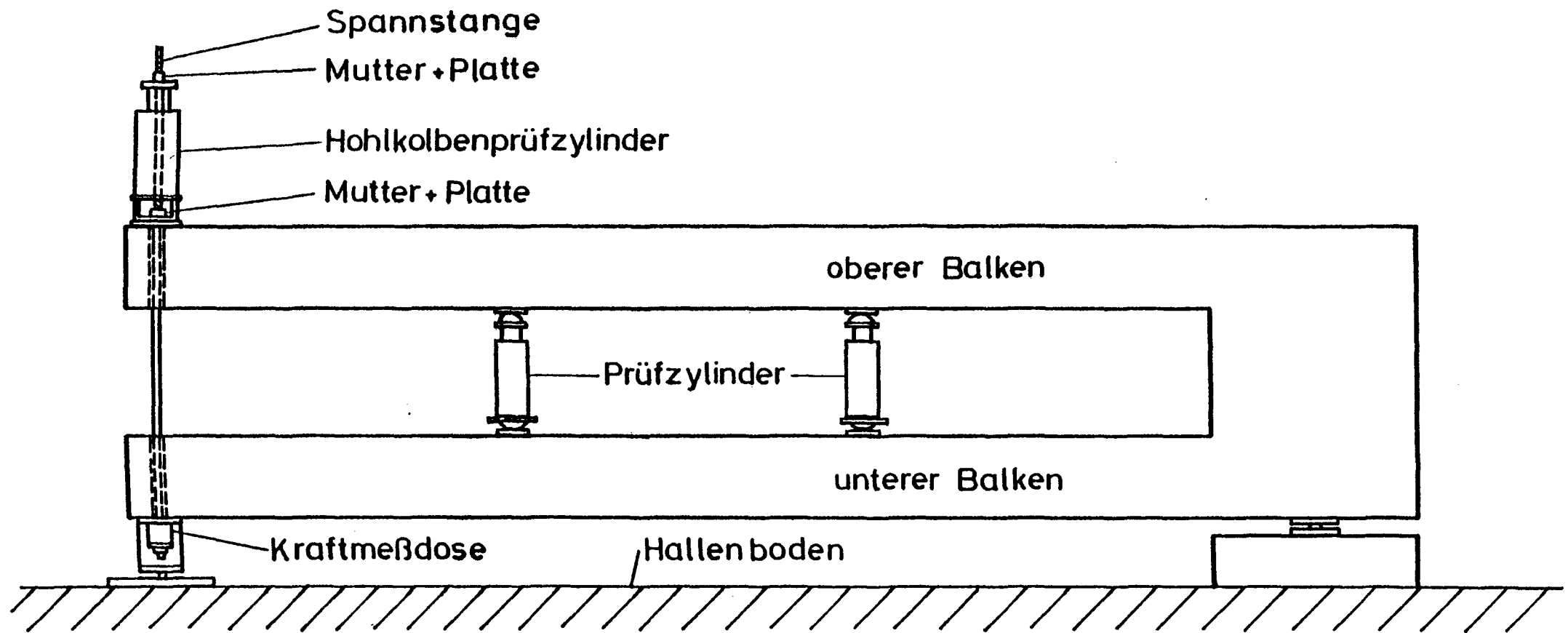


Bild 3/4.1: Versuchsaufbau der Langzeitbalken

Schnitte

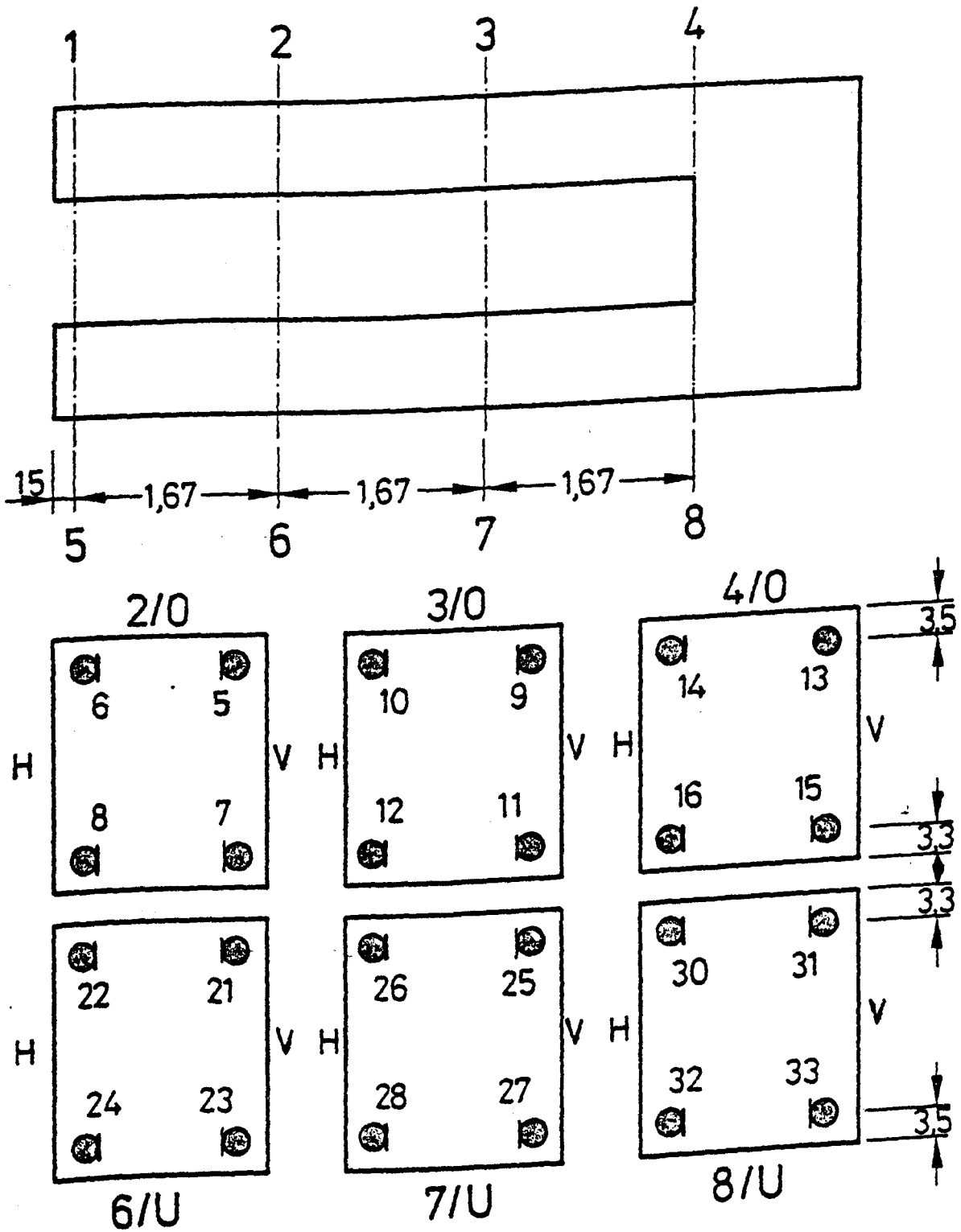


Bild 3/4.2: Lage der DMS an den außen liegenden Stäben

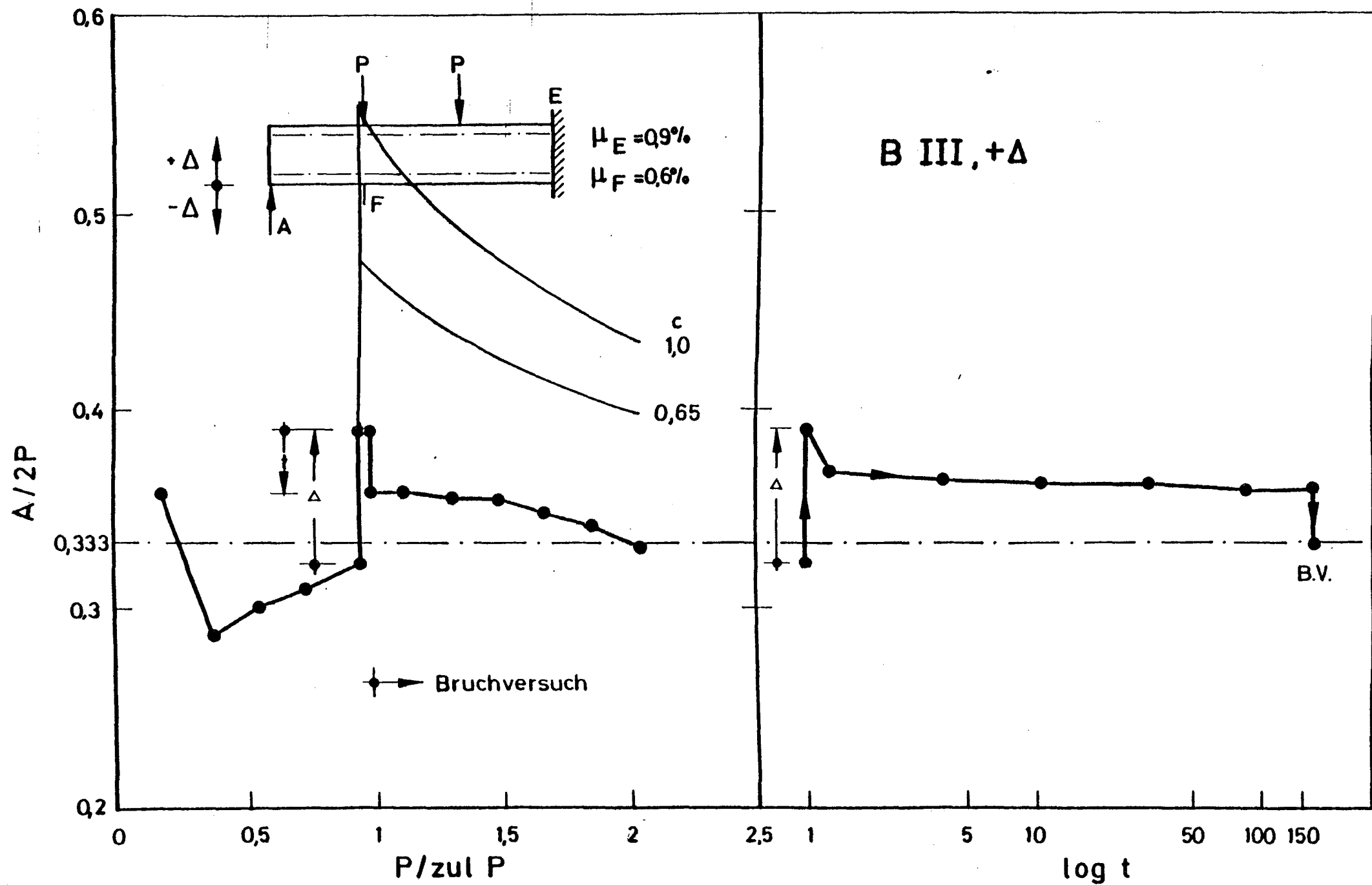


Bild 3/5.1: Bezogene Auflagerkraft von B III in Abhängigkeit von Last und Zeit

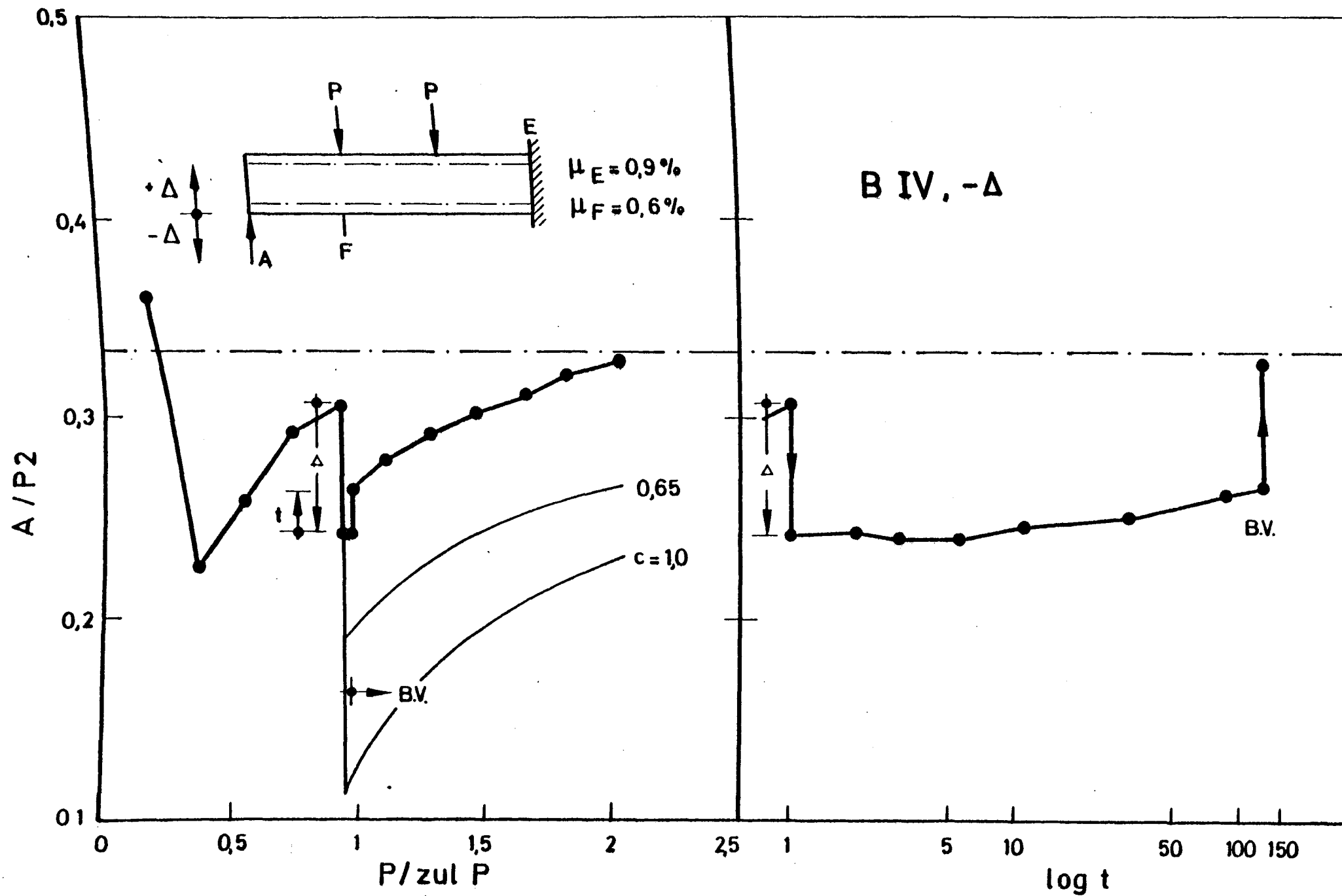


Bild 3/5.2: Bezogene Auflagerkraft von B IV in Abhängigkeit von Last und Zeit

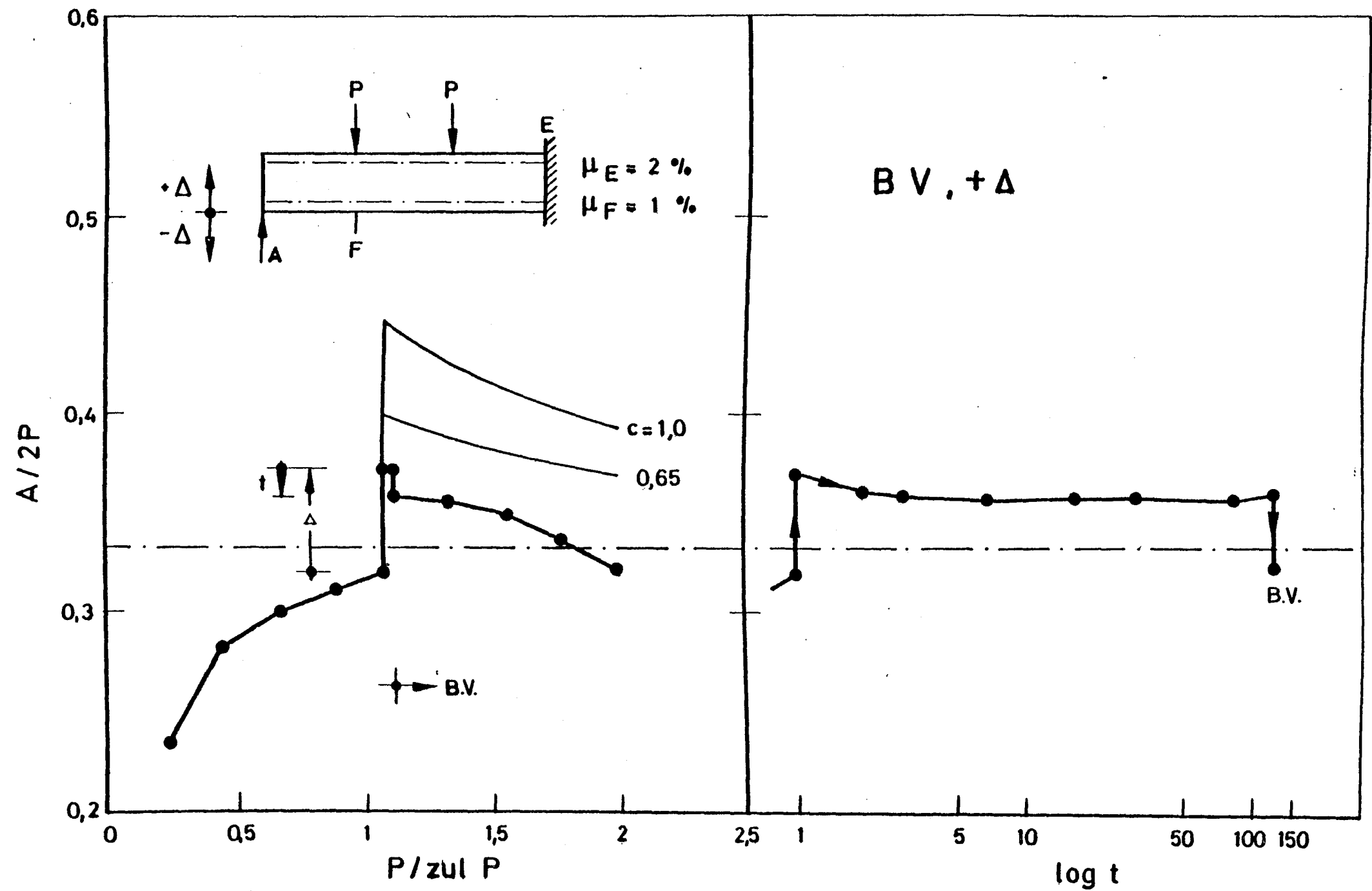


Bild 3/5.3: Bezogene Auflagerkraft von B V in Abhängigkeit von Last und Zeit

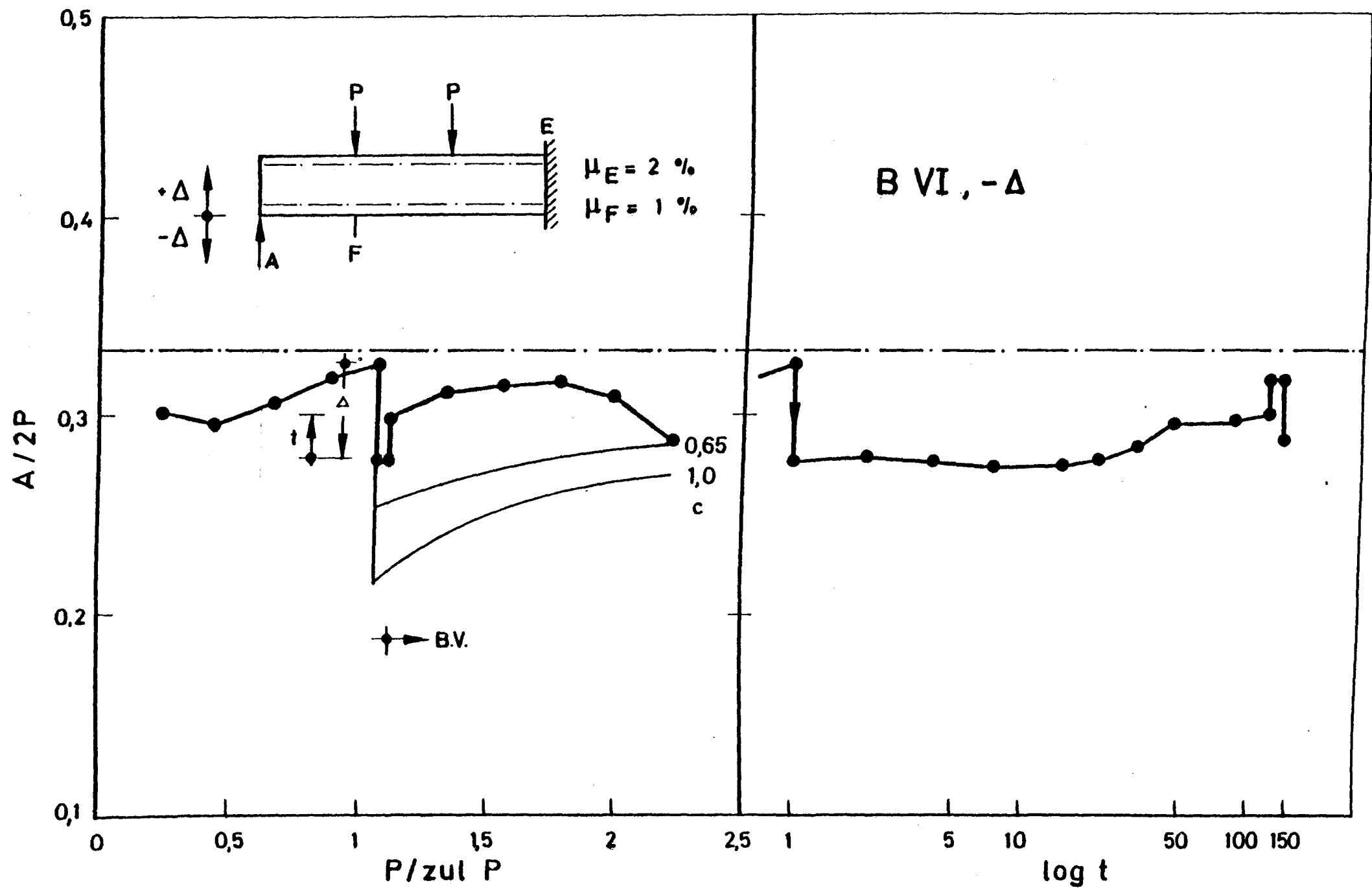


Bild 3/5.4: Bezogene Auflagerkraft von B VI in Abhängigkeit von Last und Zeit

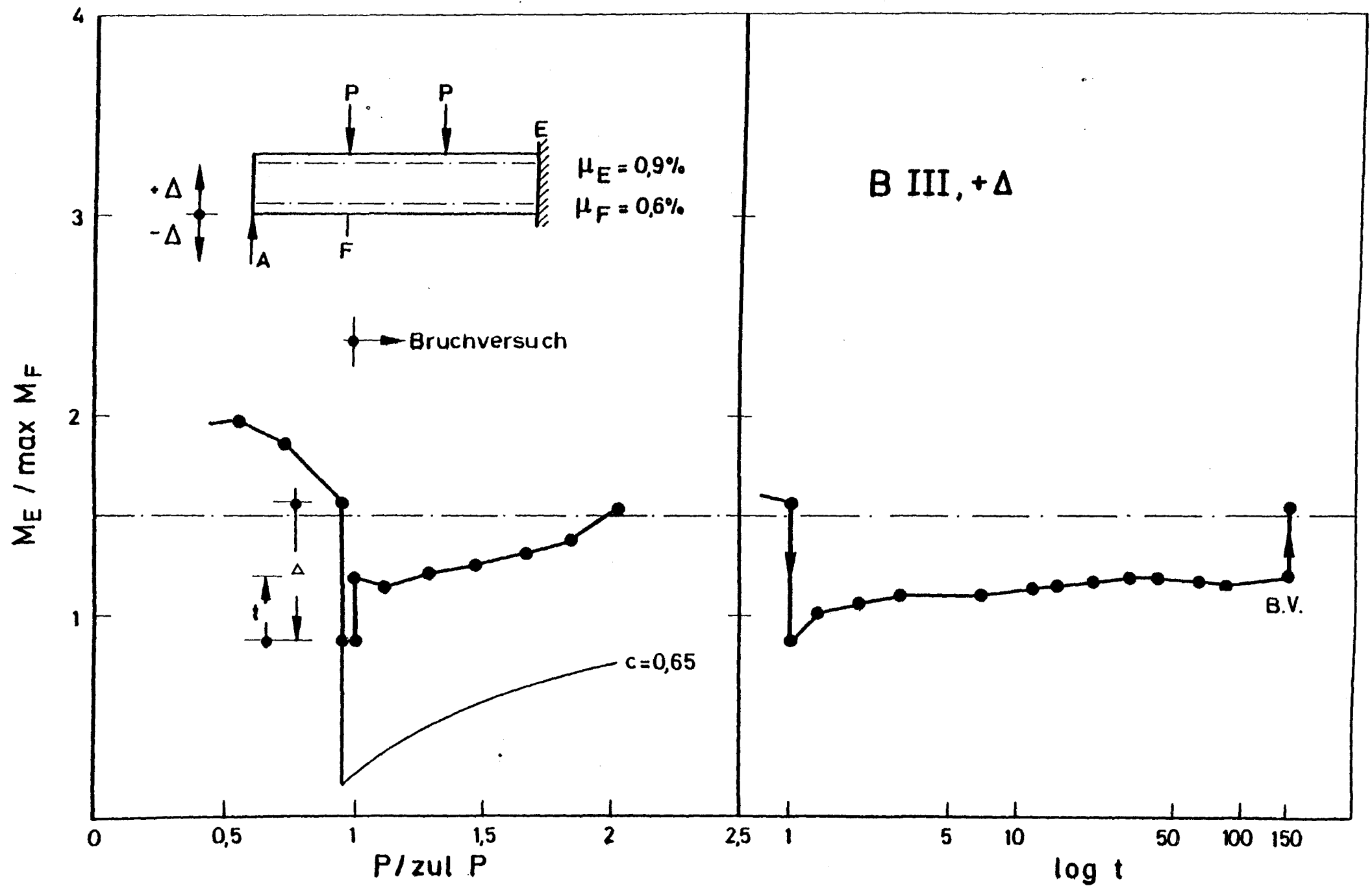


Bild 3/5.5: Verhältnis $M_E / \max M_F$ von B III in Abhängigkeit von Last und Zeit

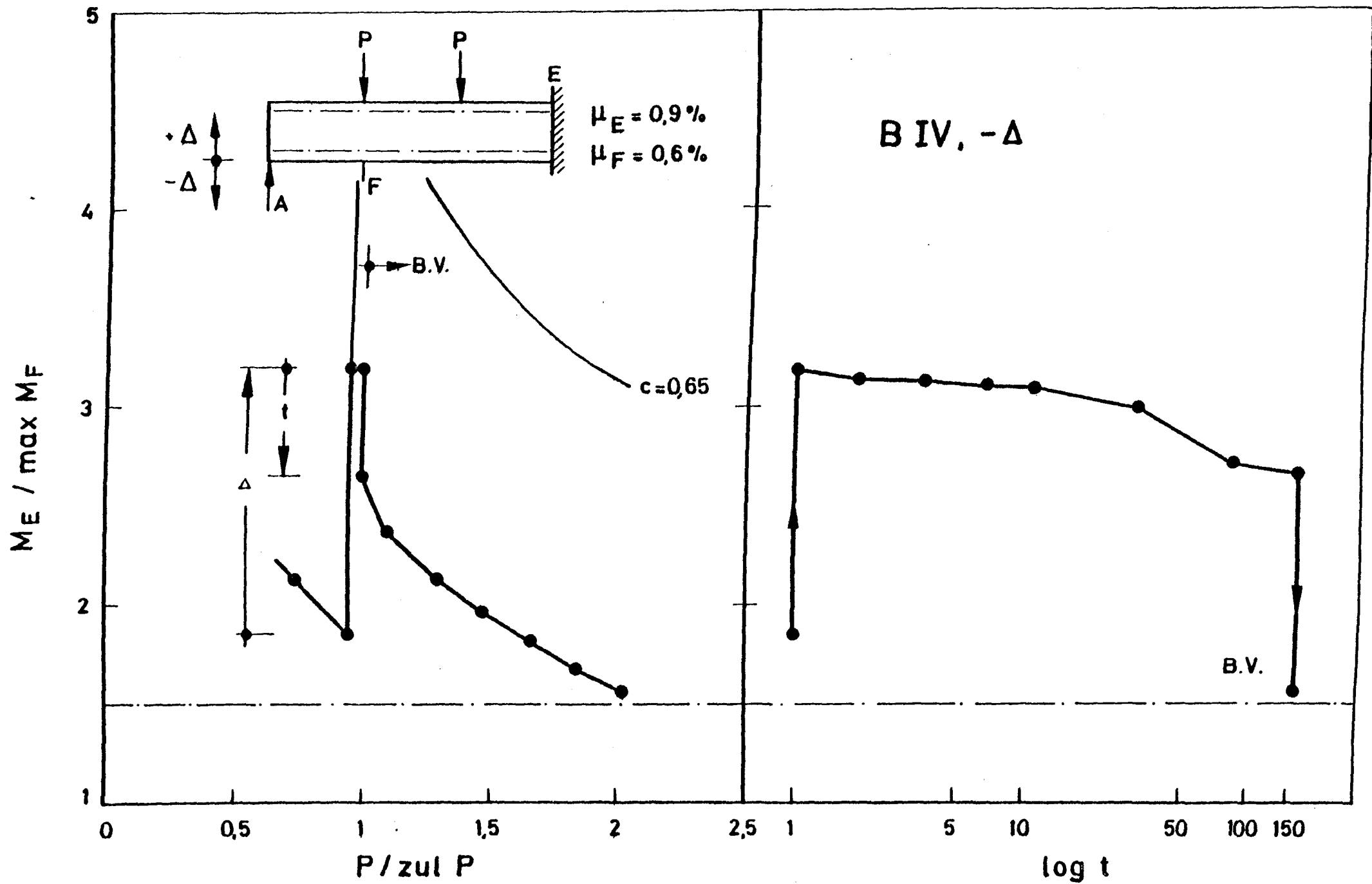


Bild 3/5.6: Verhältnis $M_E / \max M_F$ von B IV in Abhängigkeit von Last und Zeit

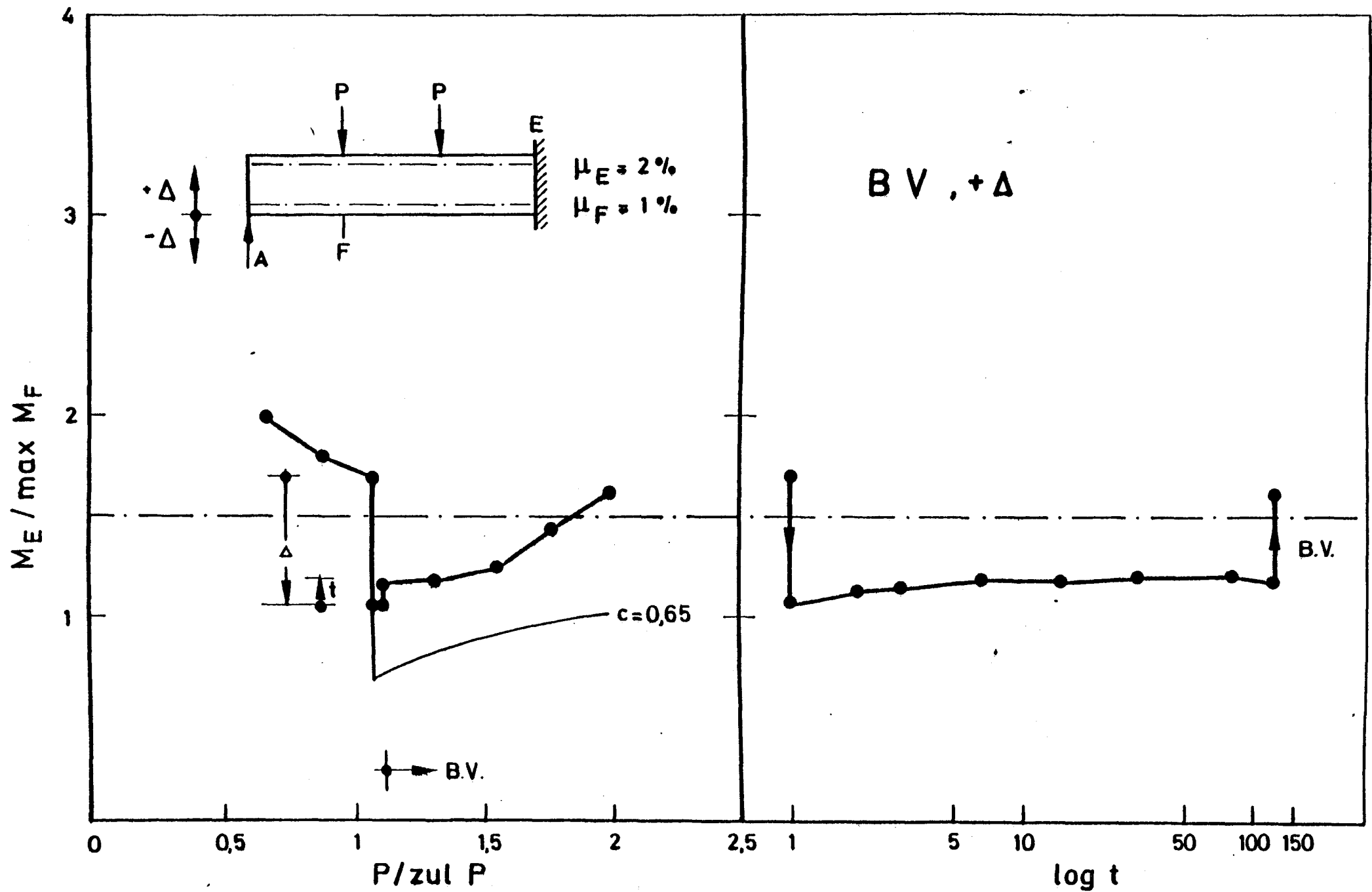


Bild 3/5.7: Verhältnis $M_E / \max M_F$ von B V in Abhängigkeit von Last und Zeit

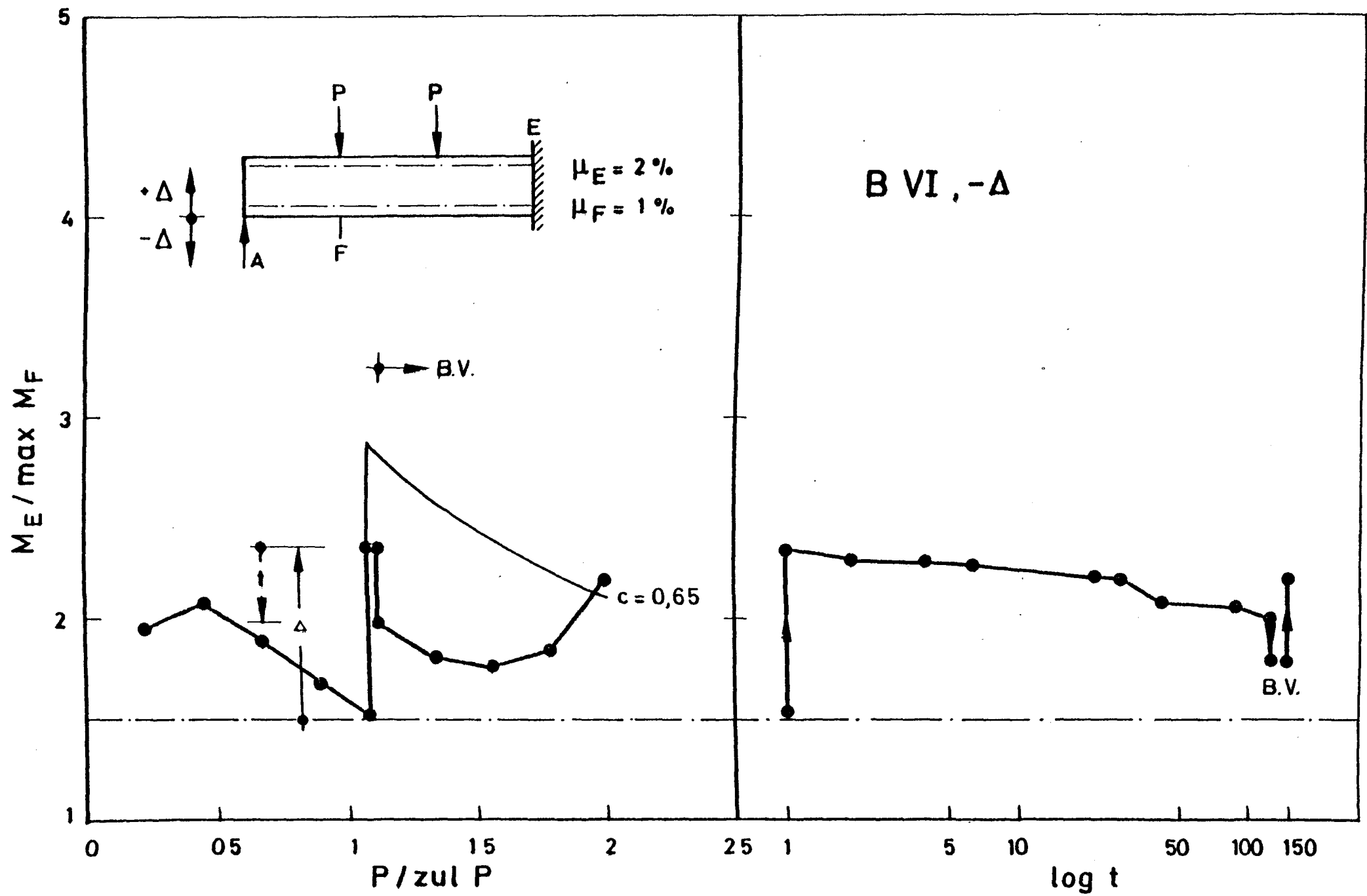


Bild 3/5.8: Verhältnis $M_E / \max M_F$ von B VI in Abhängigkeit von Last und Zeit

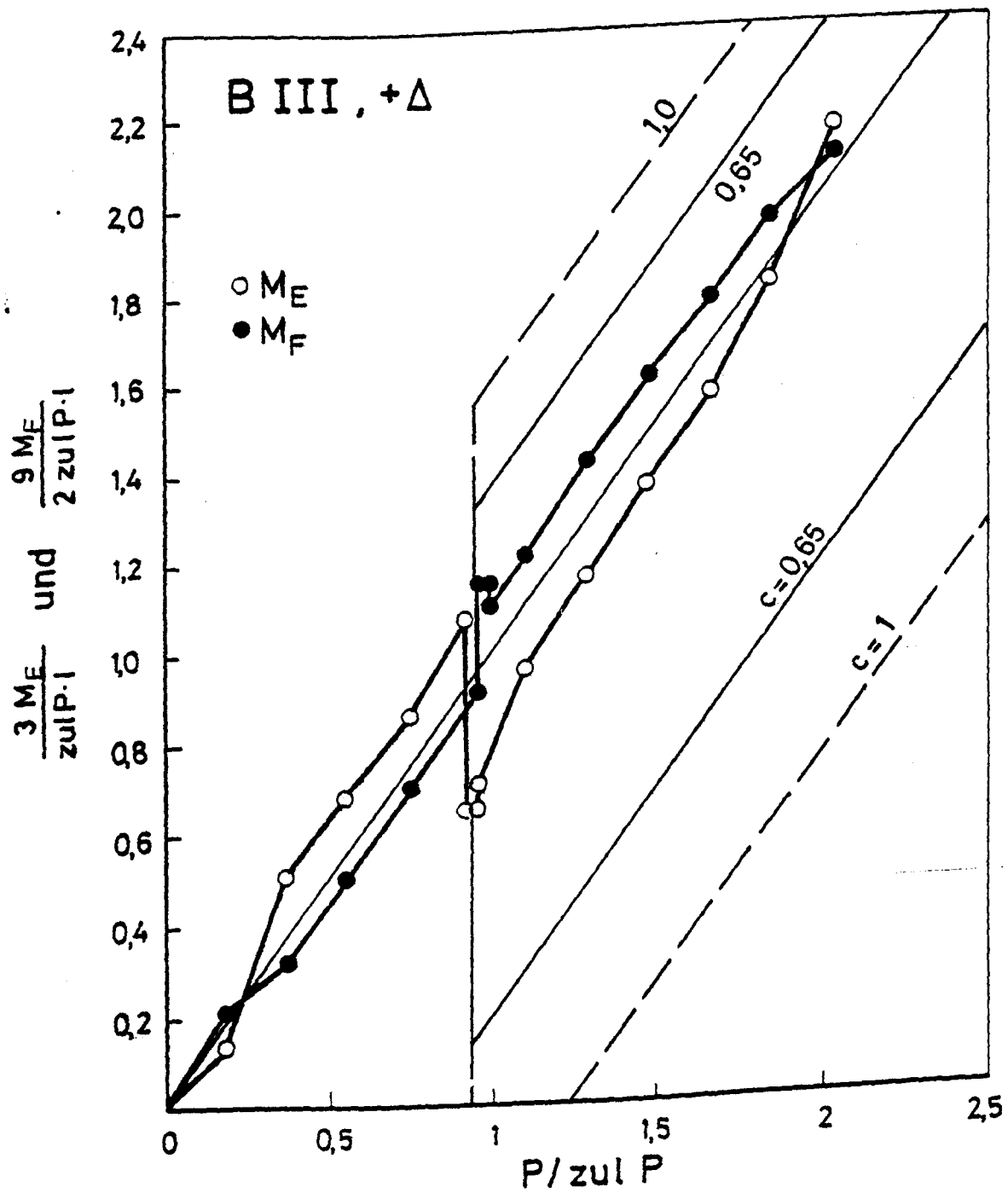


Bild 3/5.9: Bezogene Momente von B, III in Abhängigkeit von der Belastung

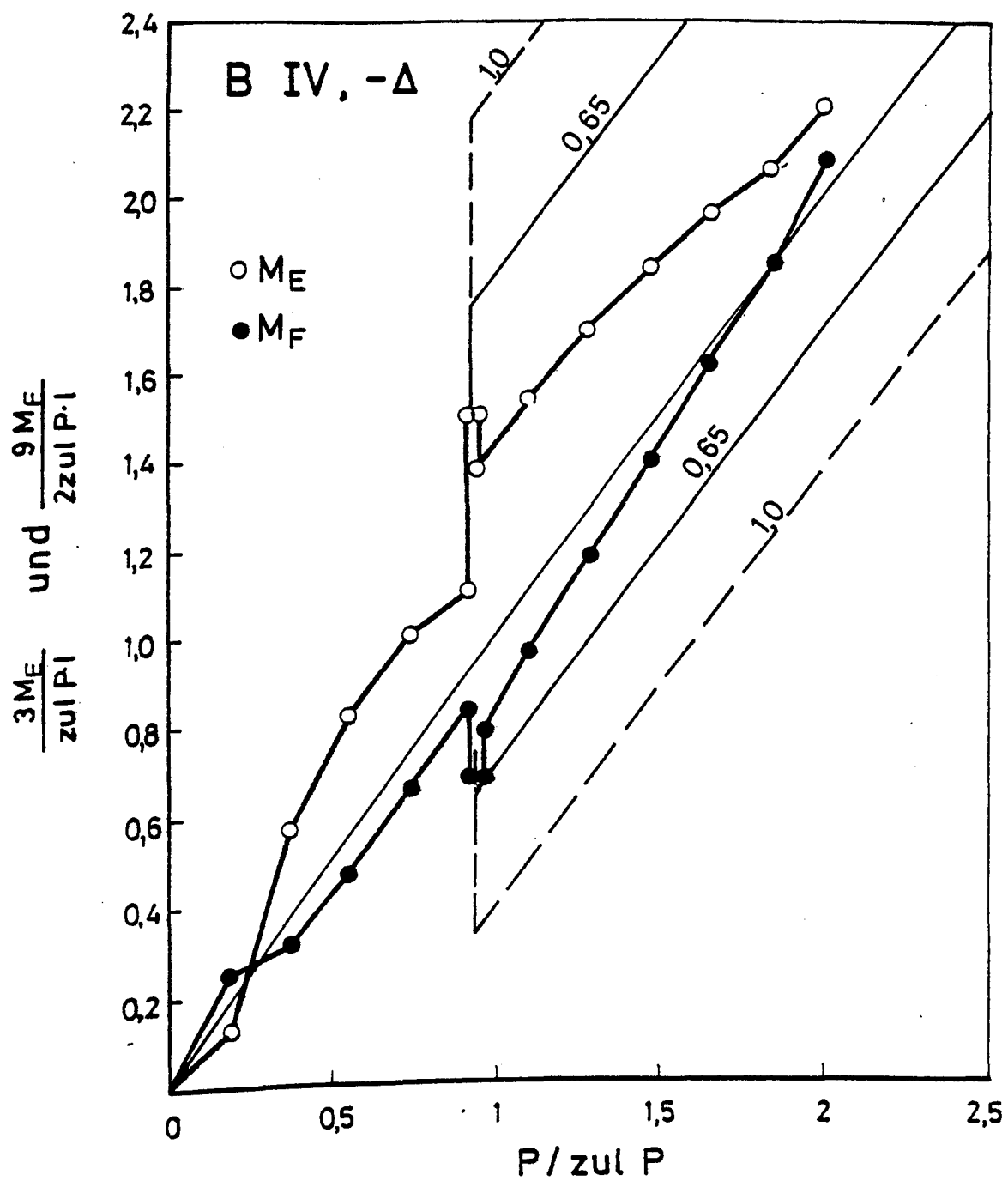


Bild 3/5.10: Bezogene Momente von B IV in Abhängigkeit von der Belastung

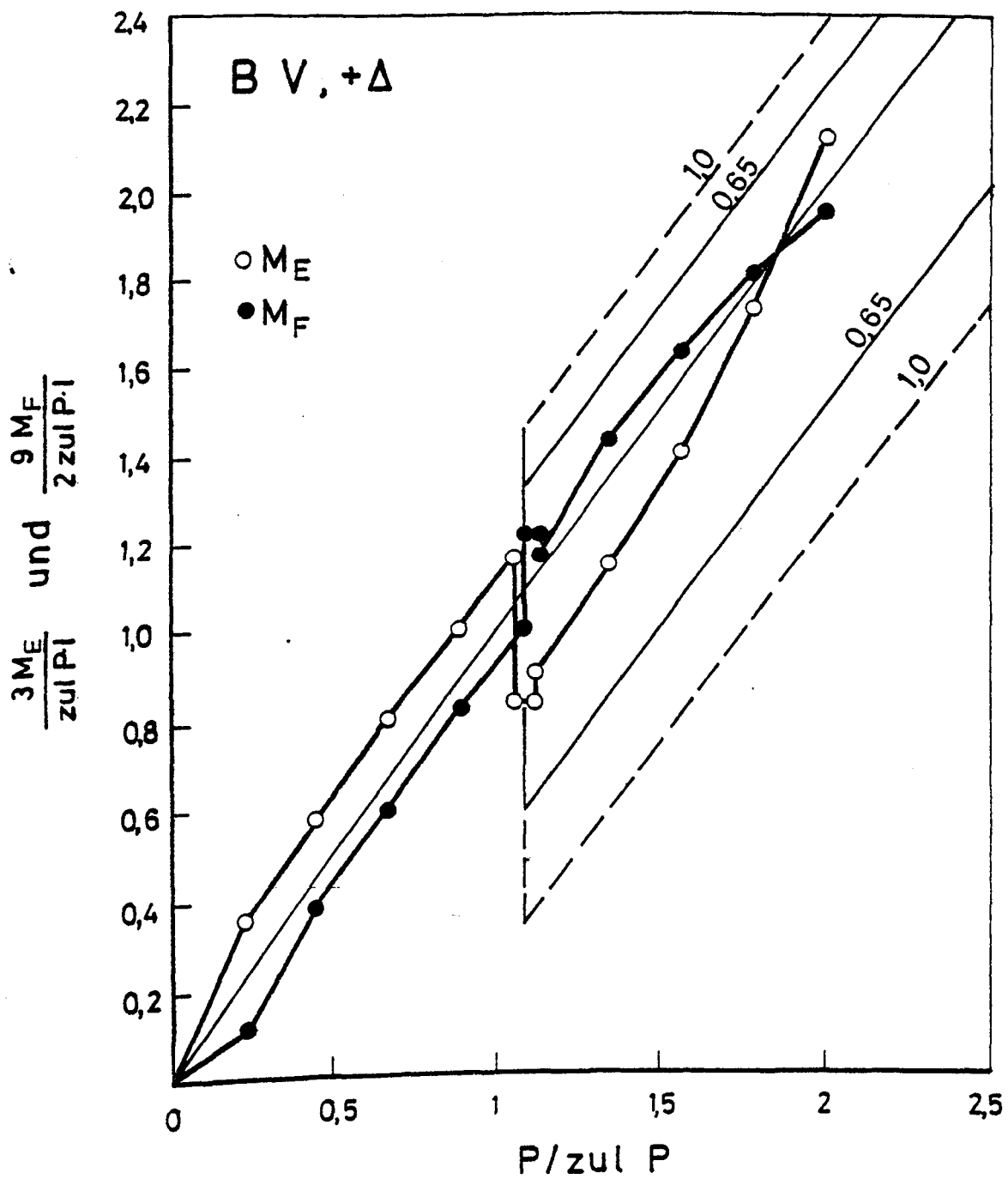


Bild 3/5.11: Bezogene Momente von B V in Abhängigkeit von der Belastung

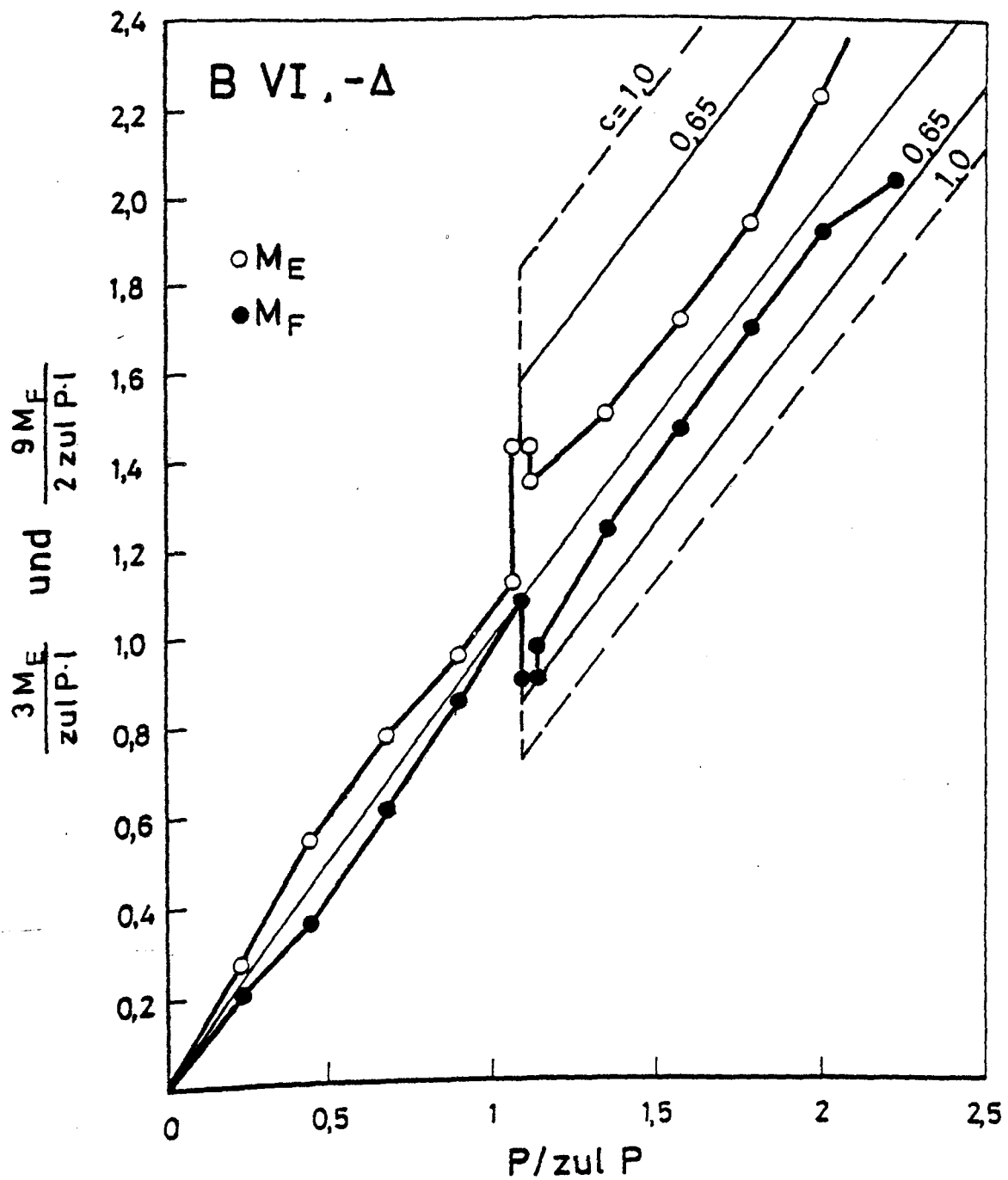


Bild 3/5.12: Bezogene Momente von B VI in Abhängigkeit von der Belastung

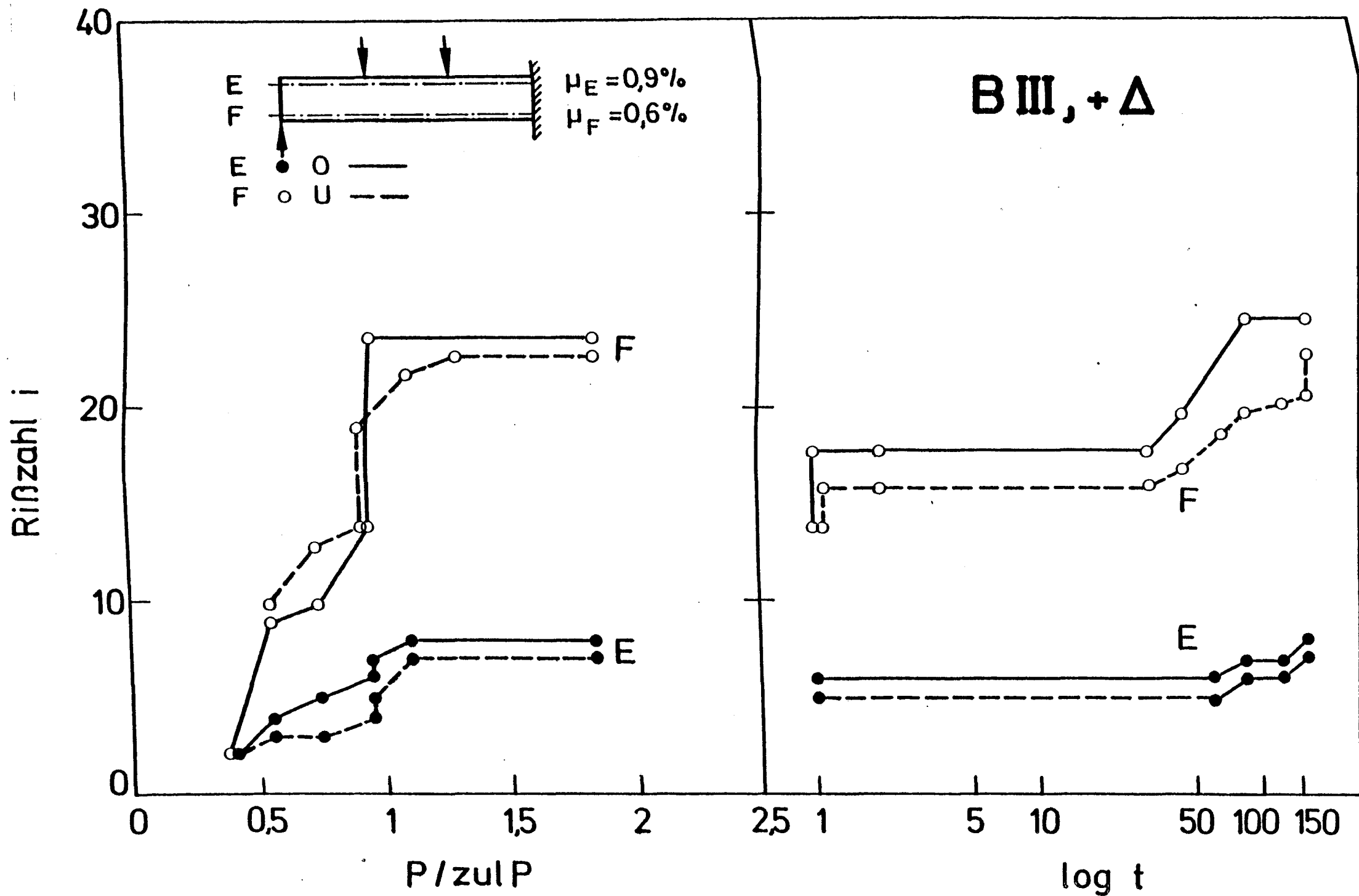


Bild 3/5.13: Entwicklung der Anzahl der Risse von B III in Abhängigkeit von Last und Zeit

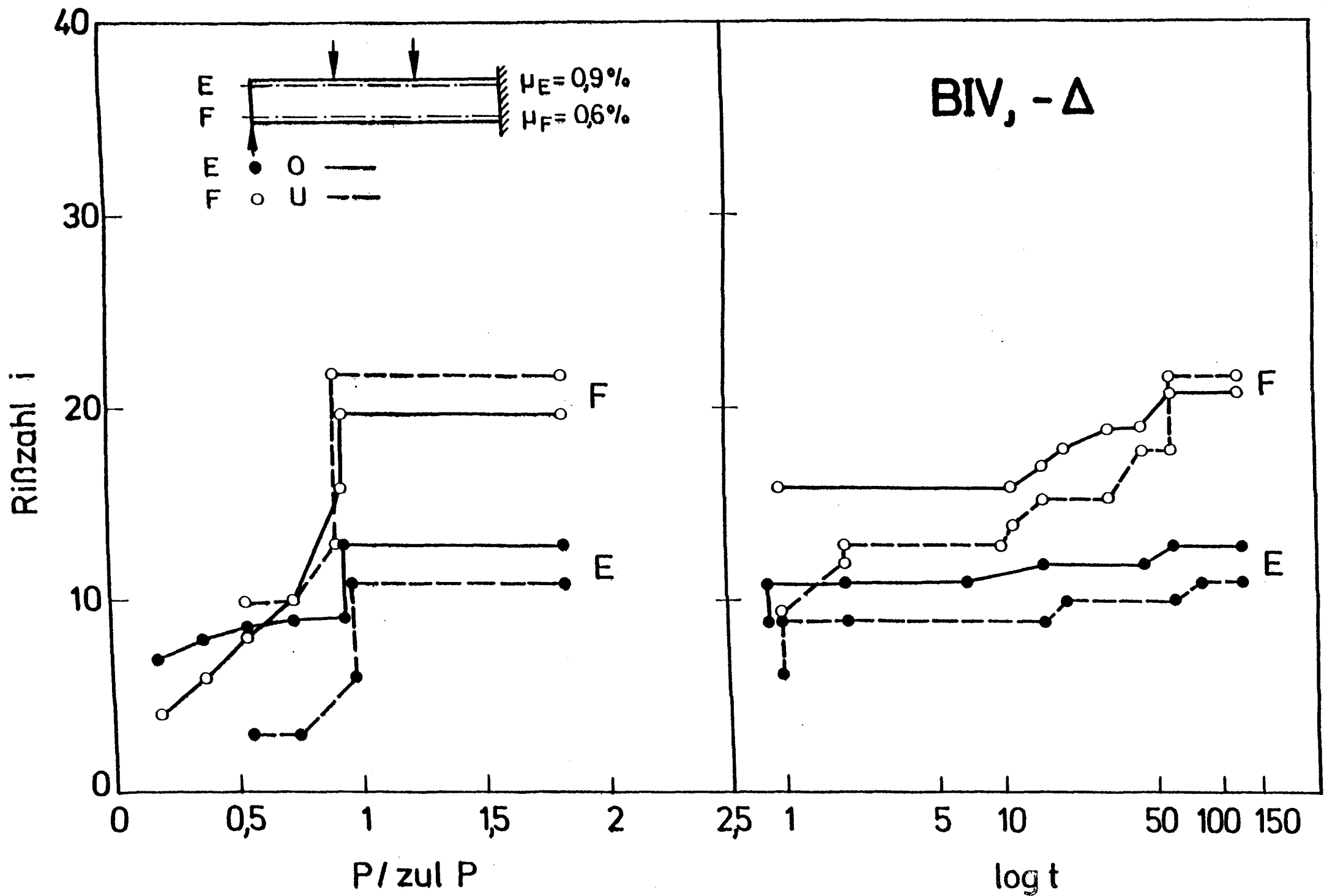


Bild 3/5.14: Entwicklung der Anzahl der Risse von B IV in Abhängigkeit von Last und Zeit

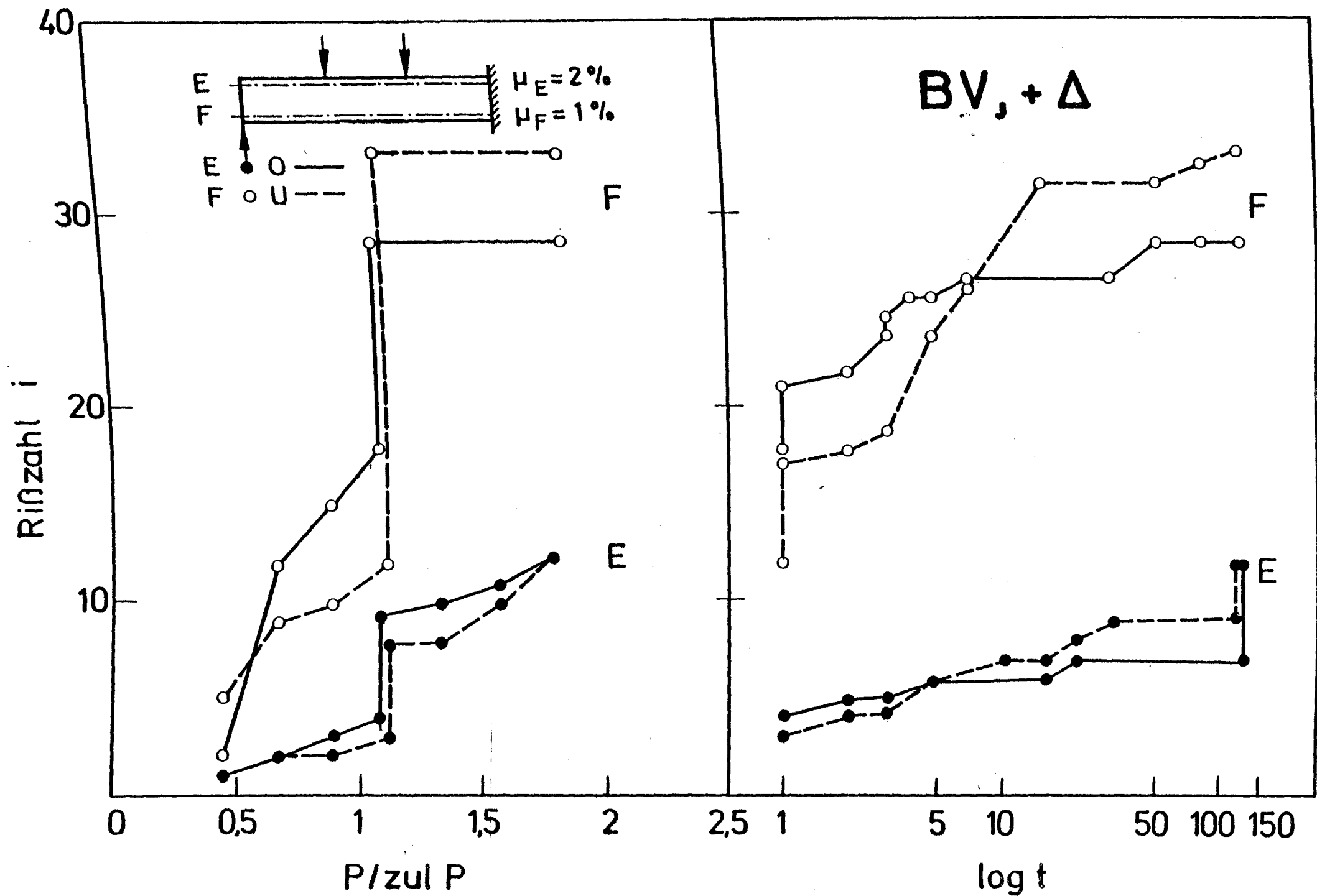


Bild 3/5.15: Entwicklung der Anzahl der Risse von B V in Abhängigkeit von Last und Zeit

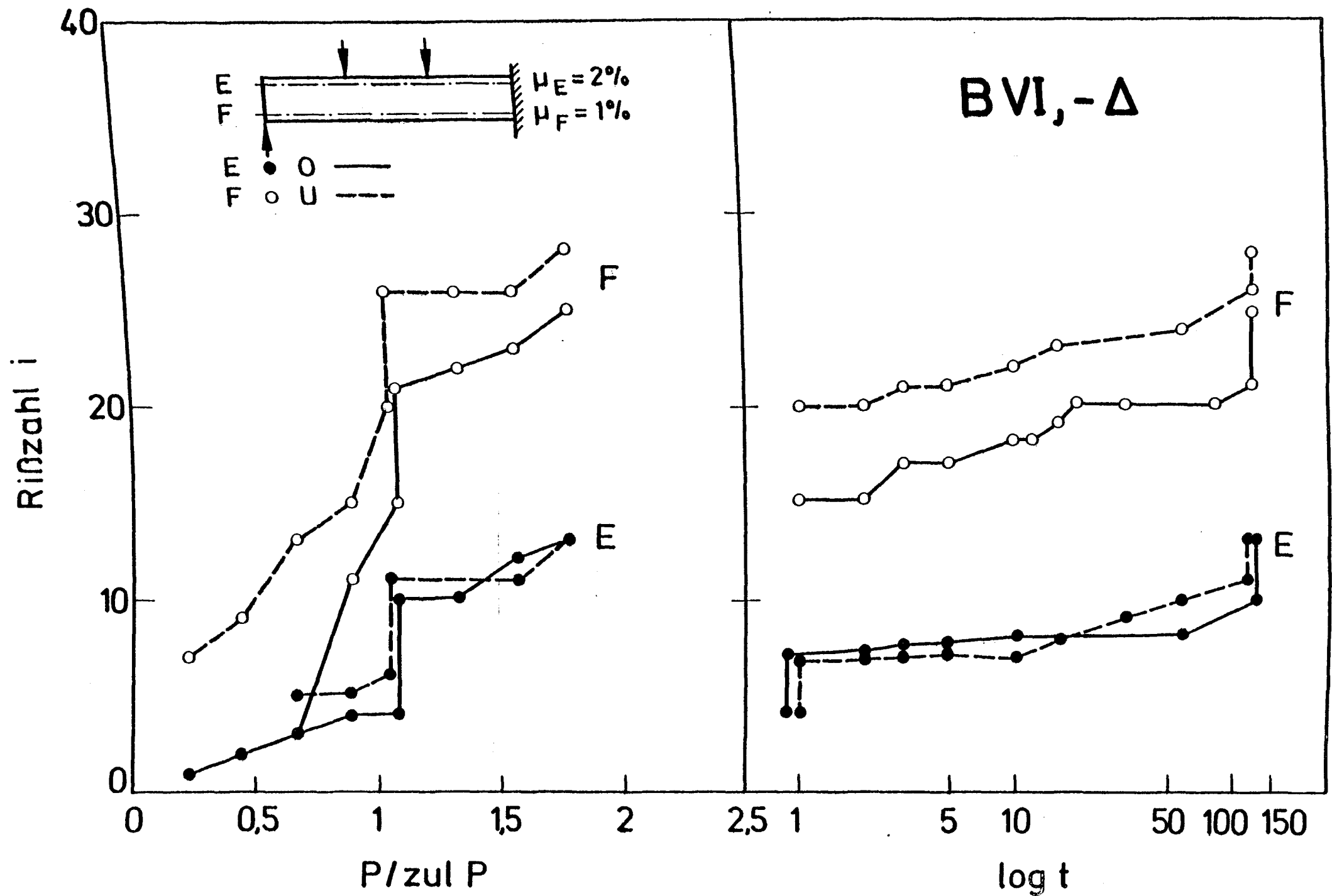


Bild 3/5.16: Entwicklung der Anzahl der Risse von B VI in Abhängigkeit von Last und Zeit

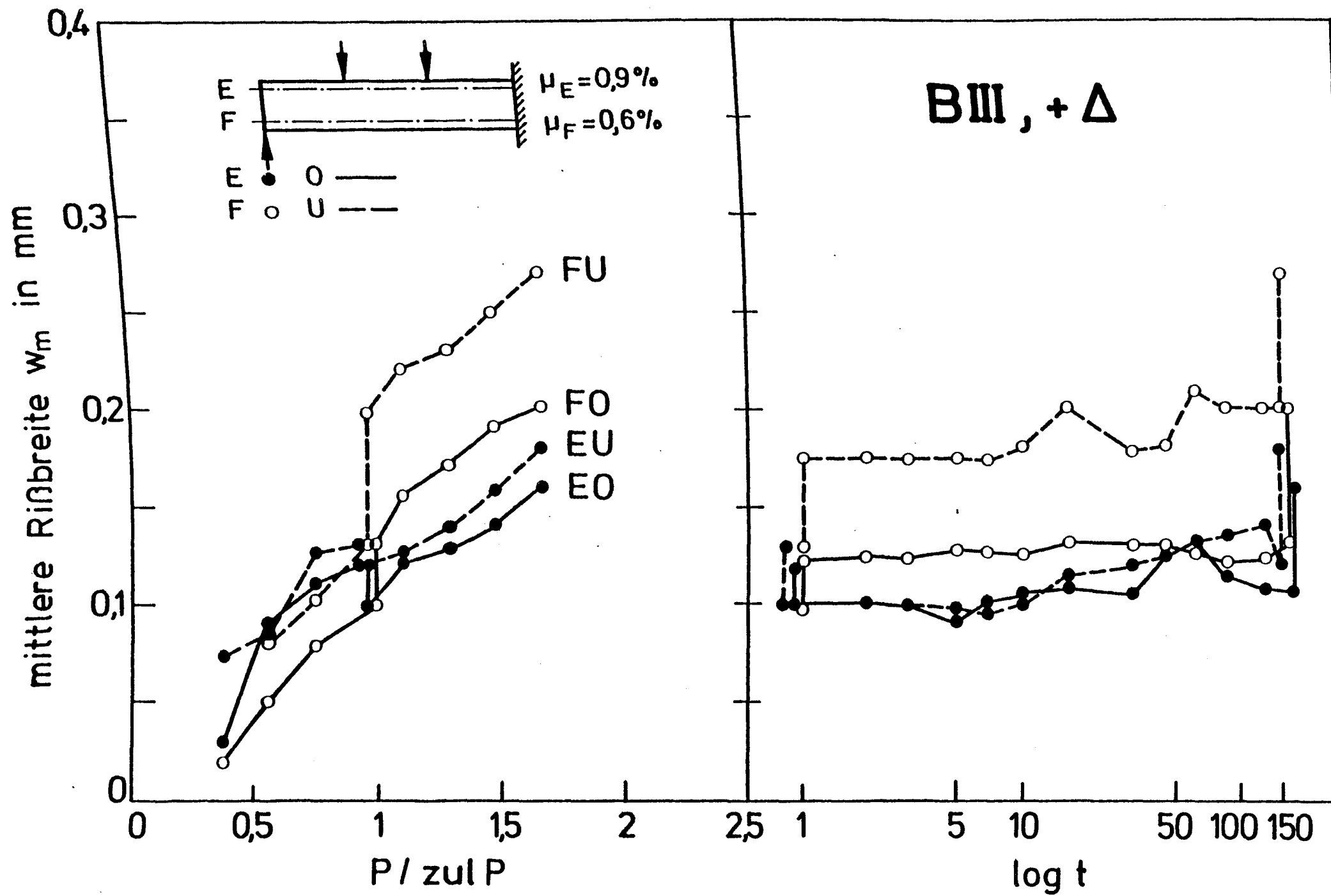


Bild 3/5.17: mittlere Rißbreite von B III abhängig von Last und Zeit

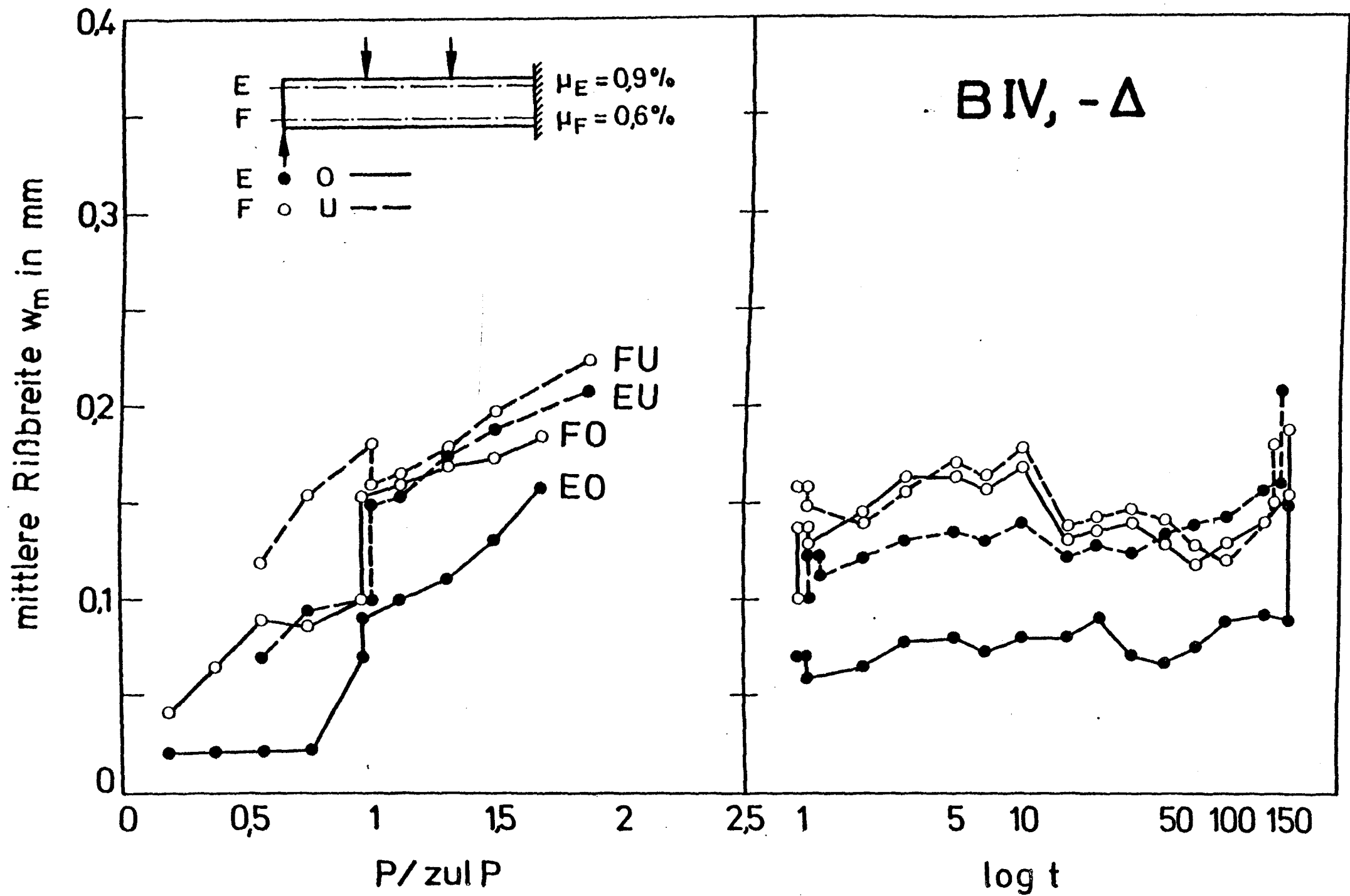


Bild 3/5.18: Mittlere Rißbreite von B IV abhängig von Last und Zeit

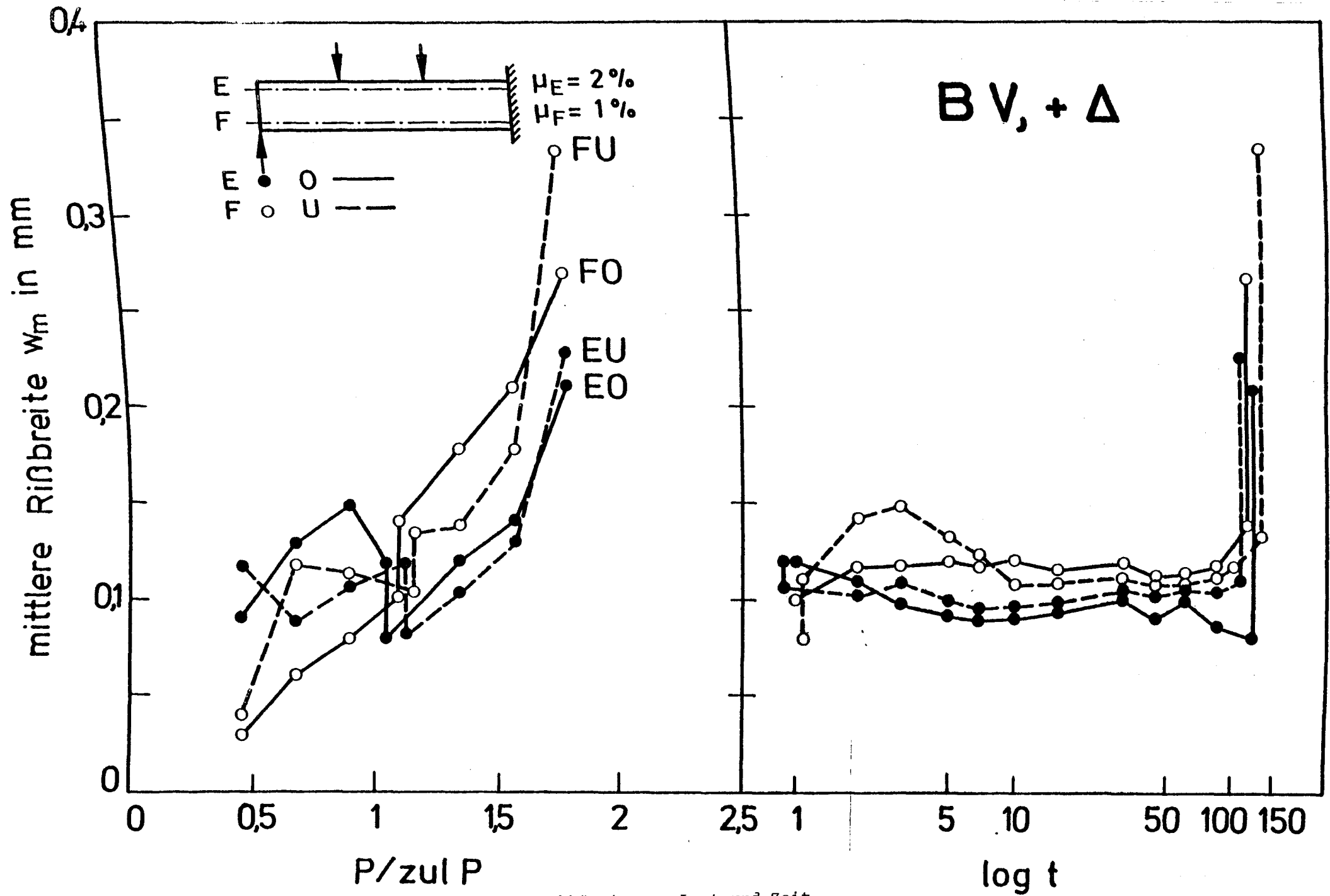


Bild 3/5.19: Mittlere Rißbreite von B V abhängig von Last und Zeit

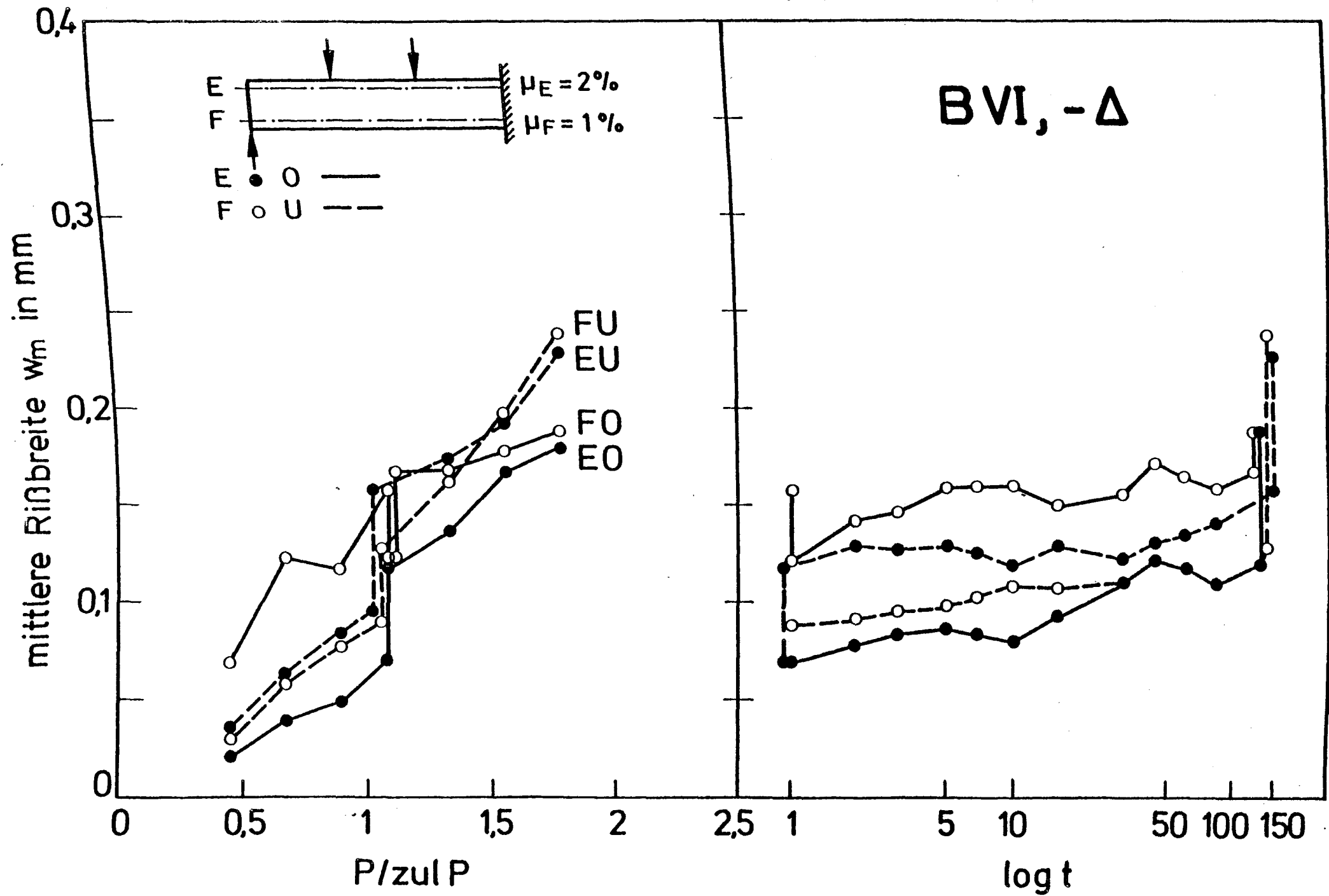


Bild 3/5.20: Mittlere Rißbreite von B VI abhängig von Last und Zeit

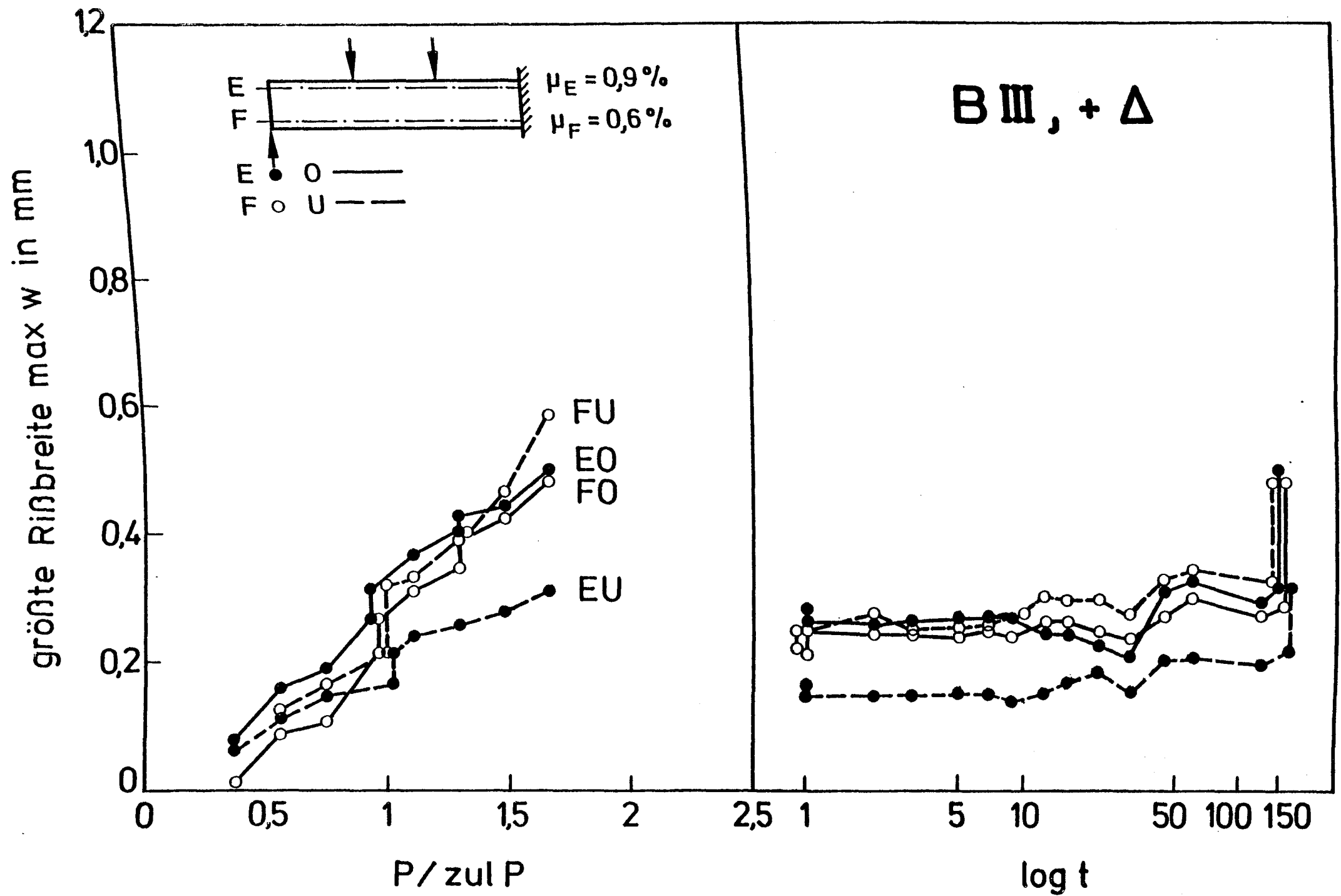
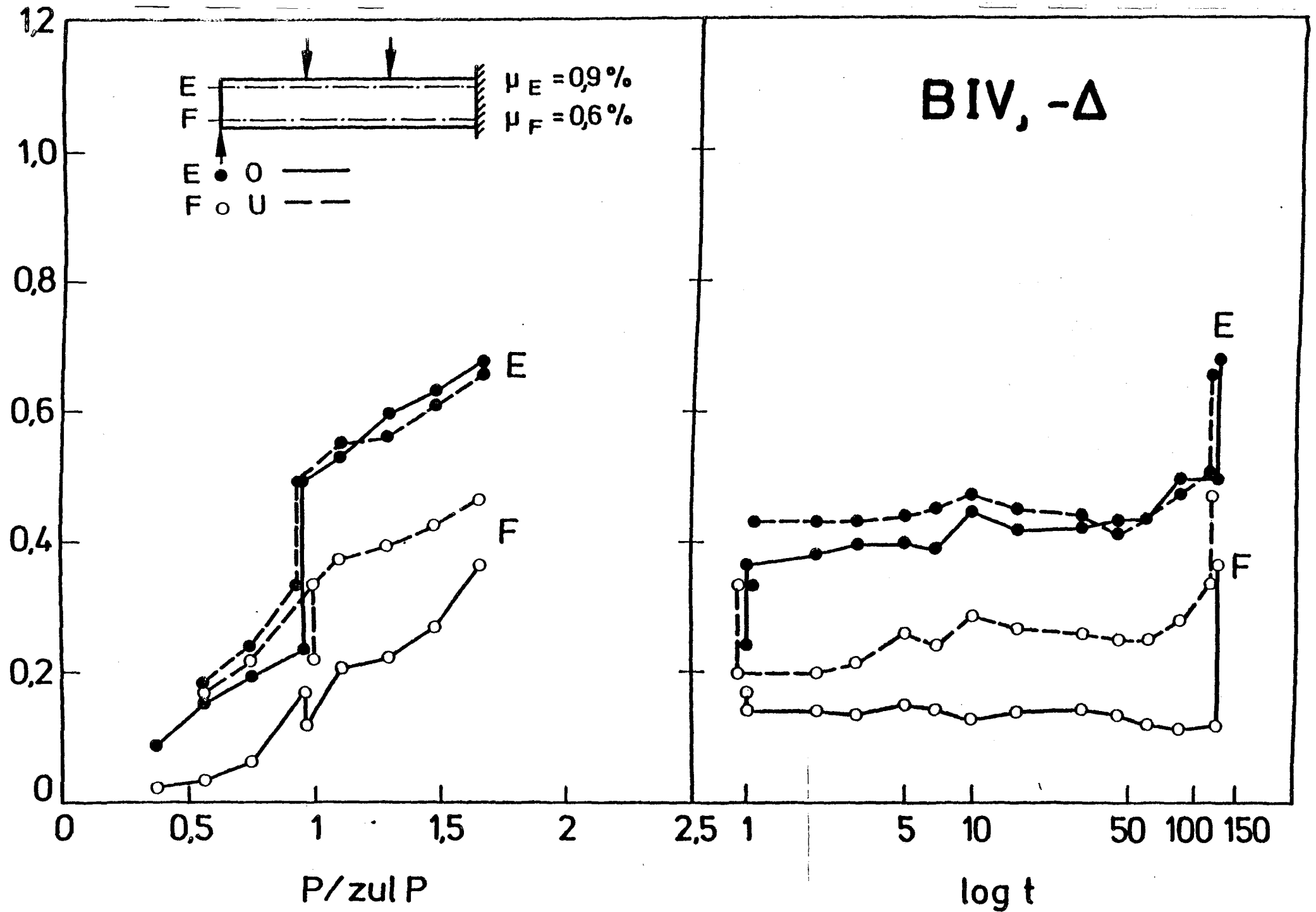


Bild 3/5.21: Grösste Rißbreite von B III abhängig von Last und Zeit

größte Rißbreite max w in mm



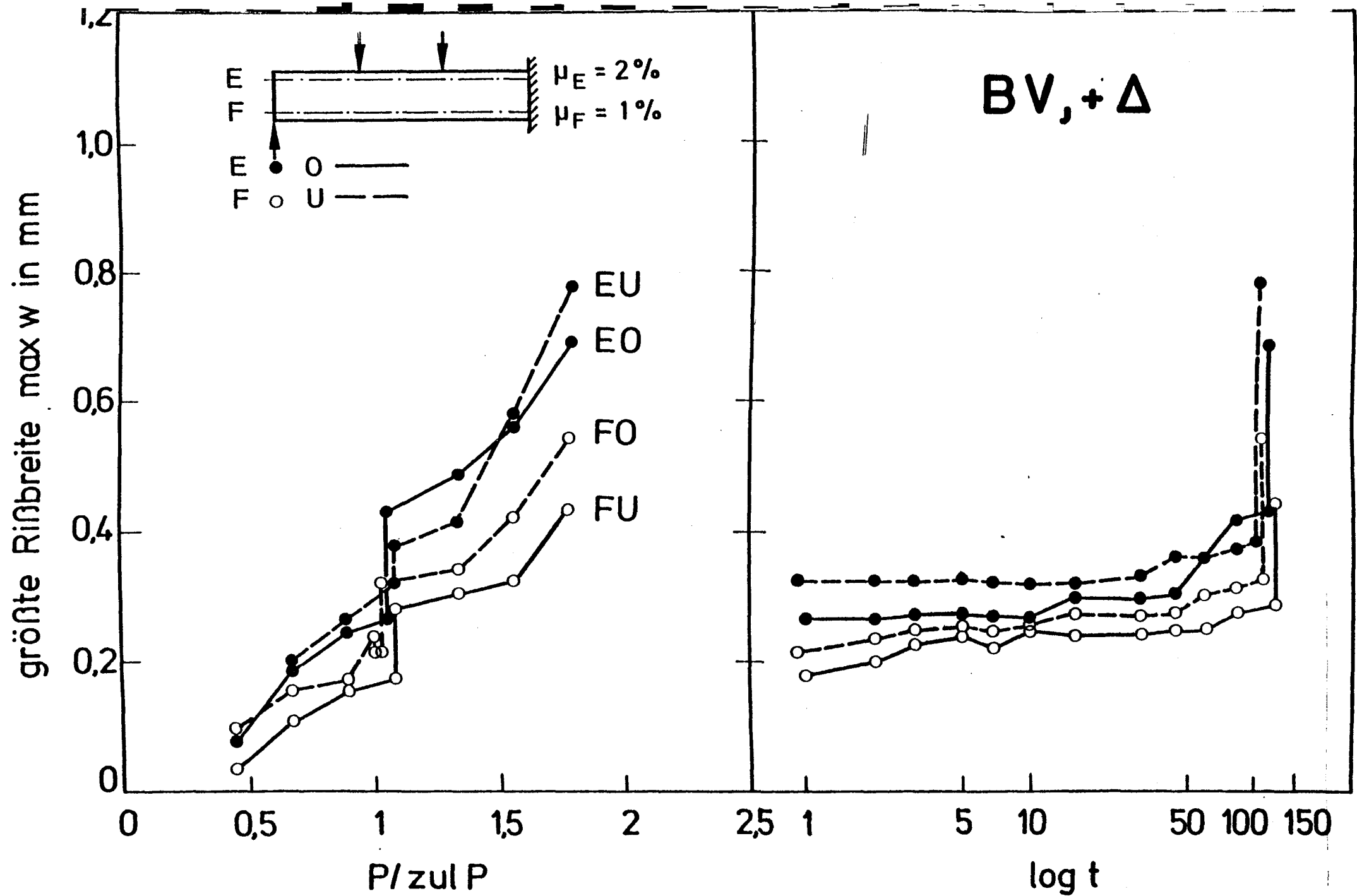


Bild 3/5.23: GröÙte RiÙbreite von B V abhängig von Last und Zeit

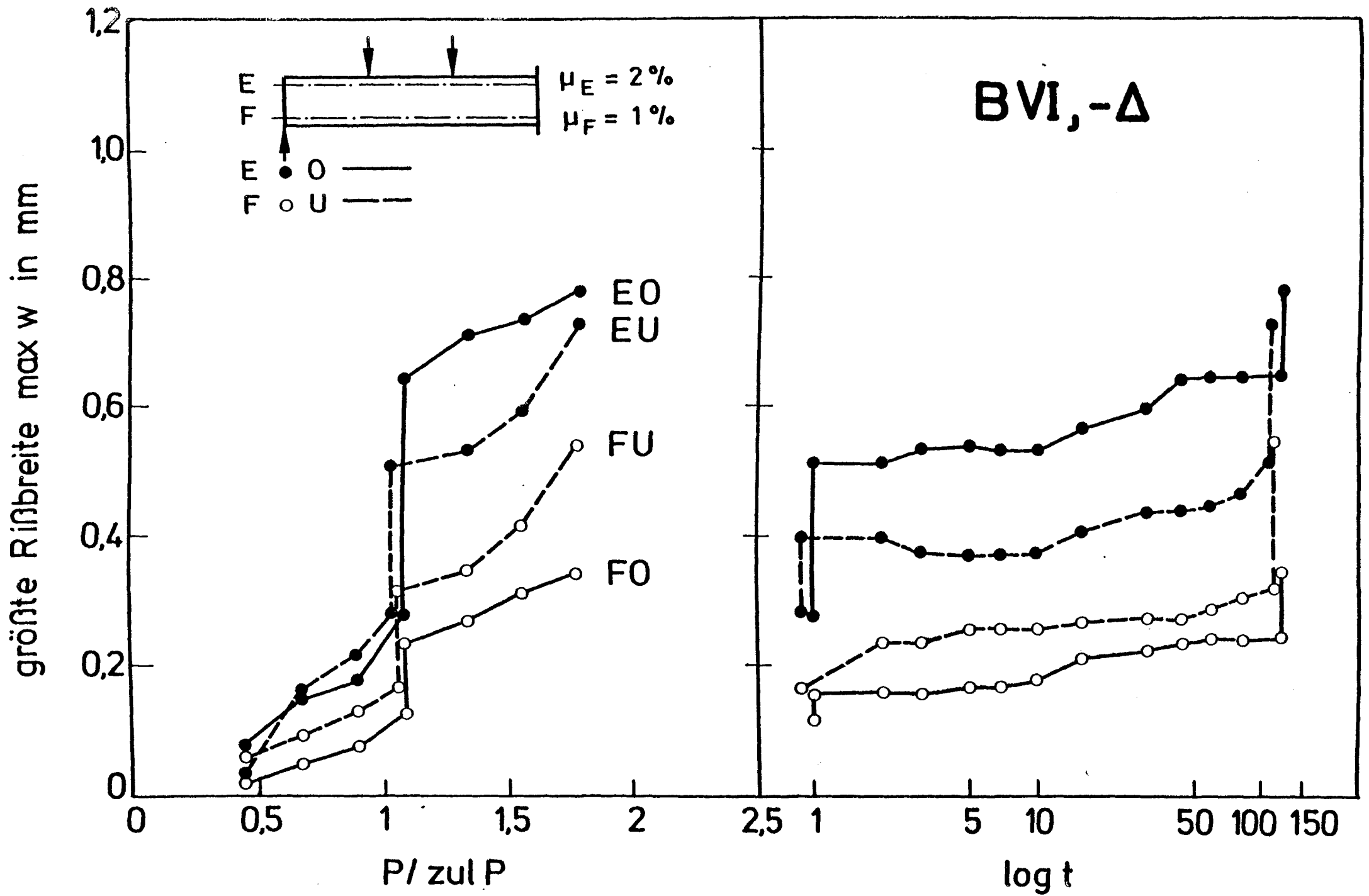


Bild 3/5.24: Größte Rißbreite von B VI abhängig von Last und Zeit

B III $\mu_F=0,6\%$; $\mu_E=0,9\%$; $+\Delta$

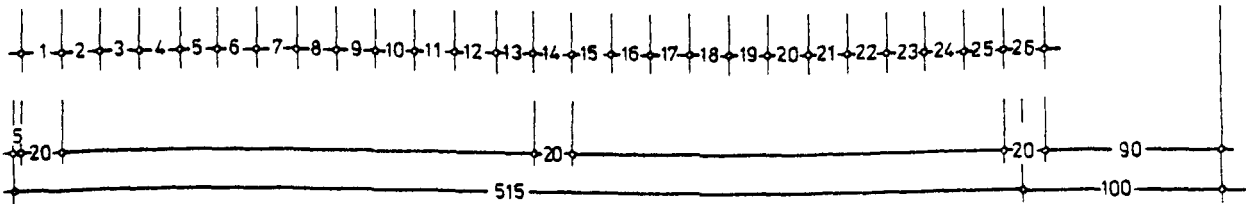
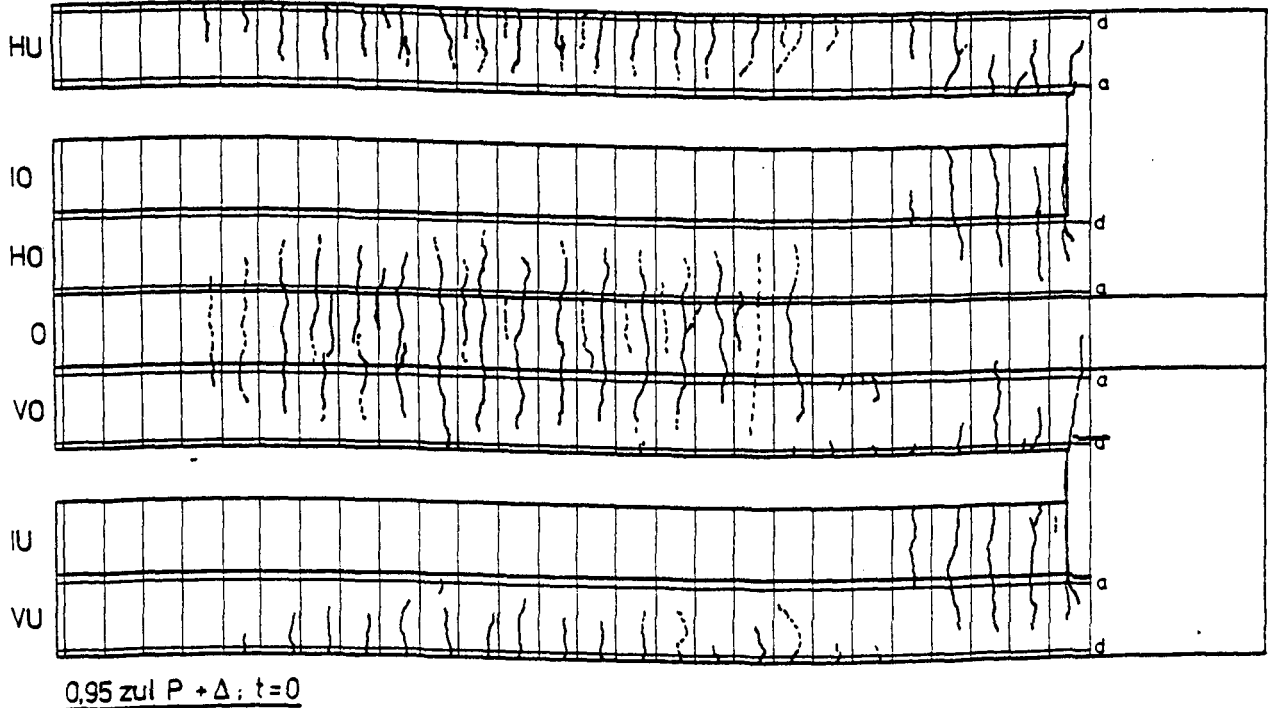
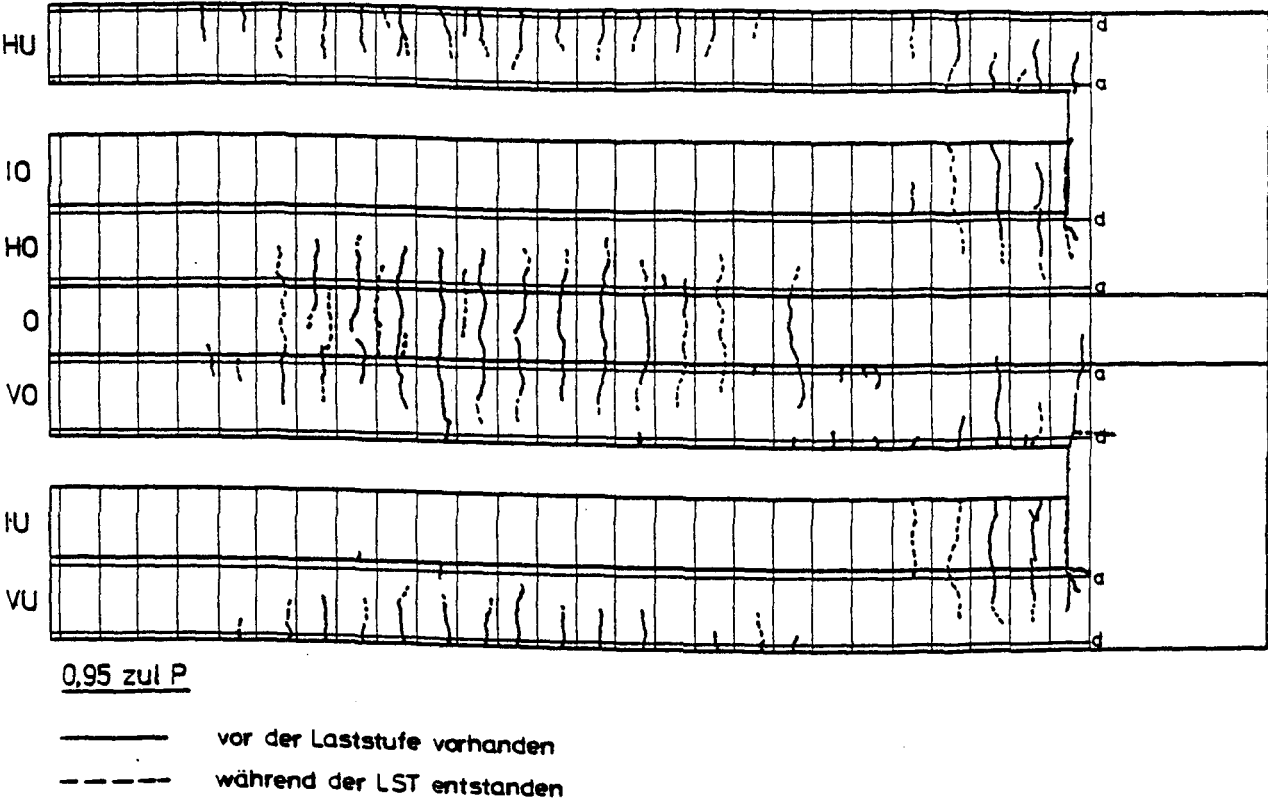


Bild 3/5.25: Rißbilder von Balken B III bei Gebrauchslast und unmittelbar nach Auflager-Verschiebung

B III $\mu_F = 0,6\%$; $\mu_E = 0,9\%$; $+\Delta$

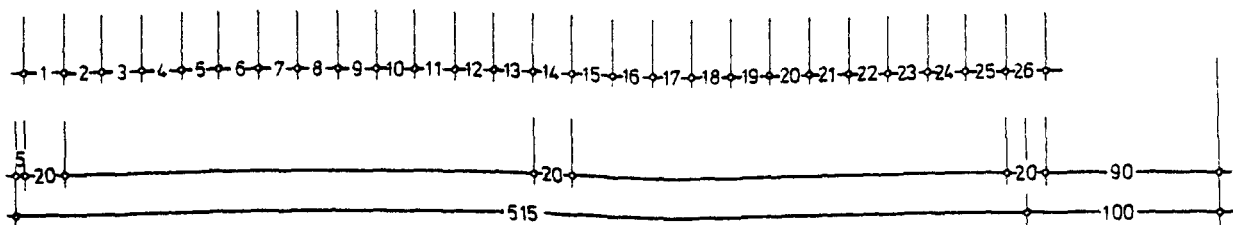
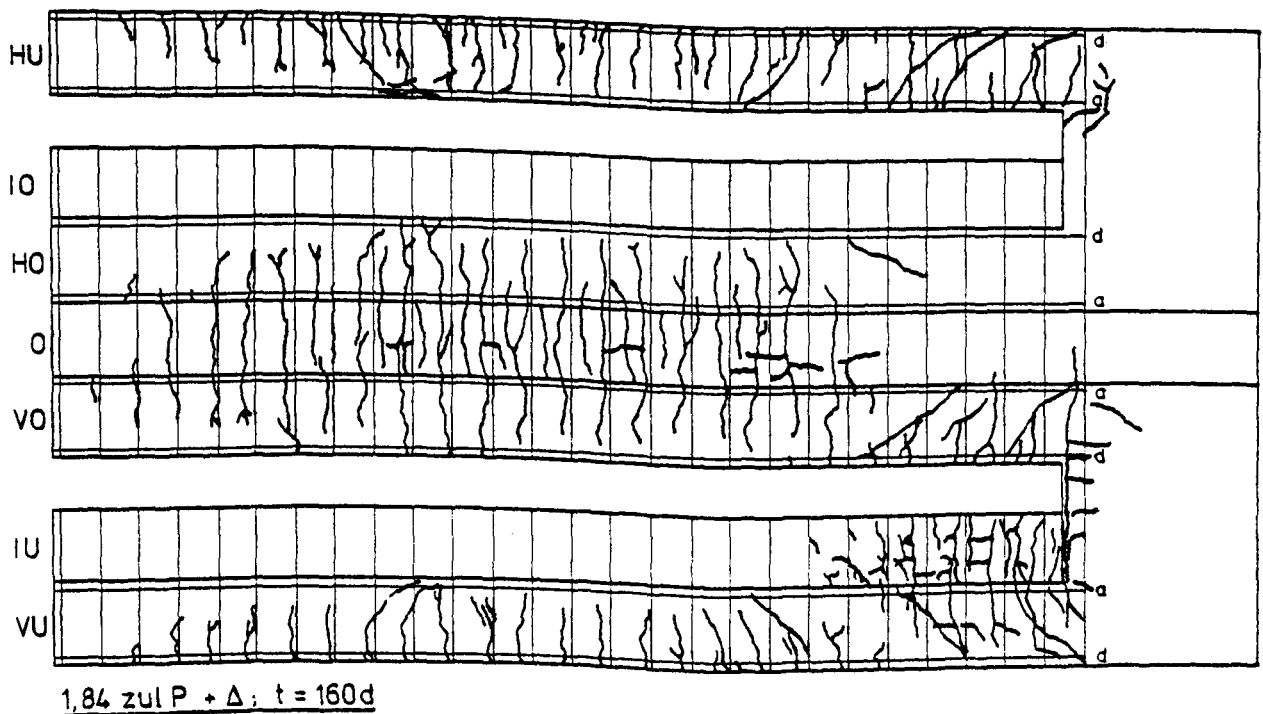
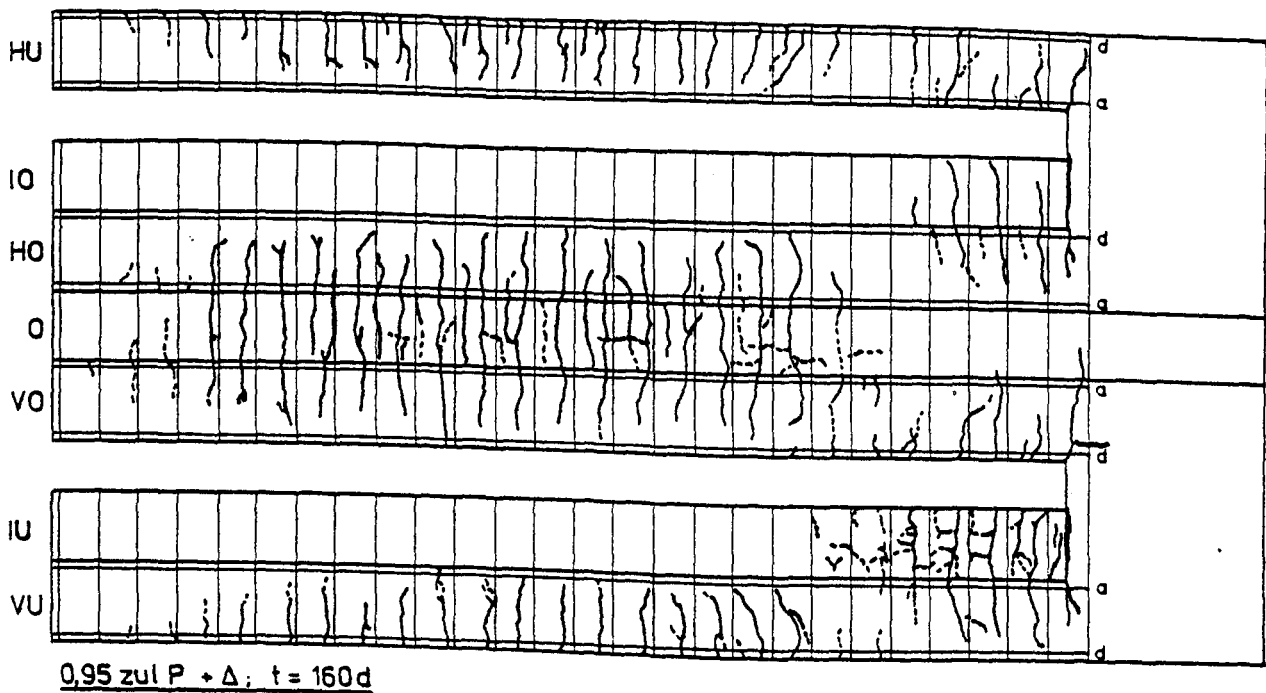


Bild 3/5.26: Rißbilder von Balken B III am Ende der Dauerstandzeit und in Bruchnähe

B IV $\mu_F = 0,6\%$, $\mu_E = 0,9\%$; $-\Delta$

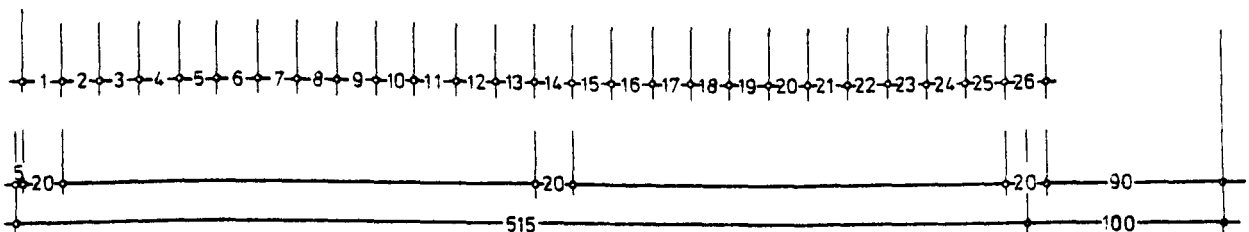


Bild 3/5.27: Rißbilder von Balken B IV bei Gebrauchslast und unmittelbar nach Auflager-Verschiebung

B IV $\mu_F = 0,6\%$, $\mu_E = 0,9\%$; $-\Delta$

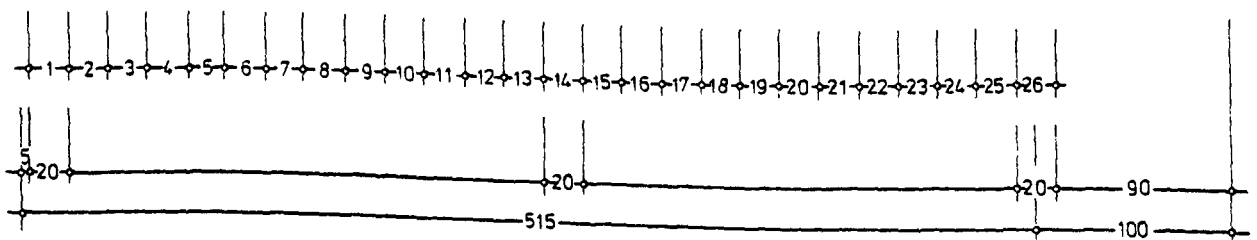
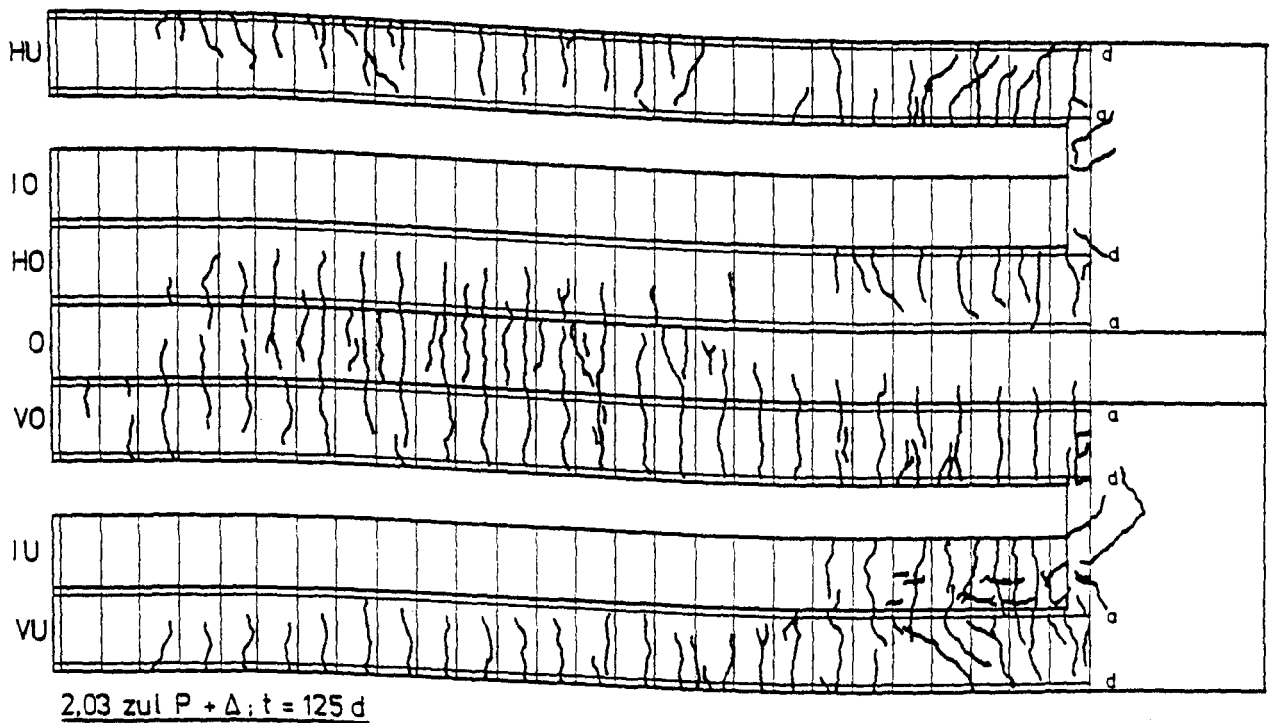
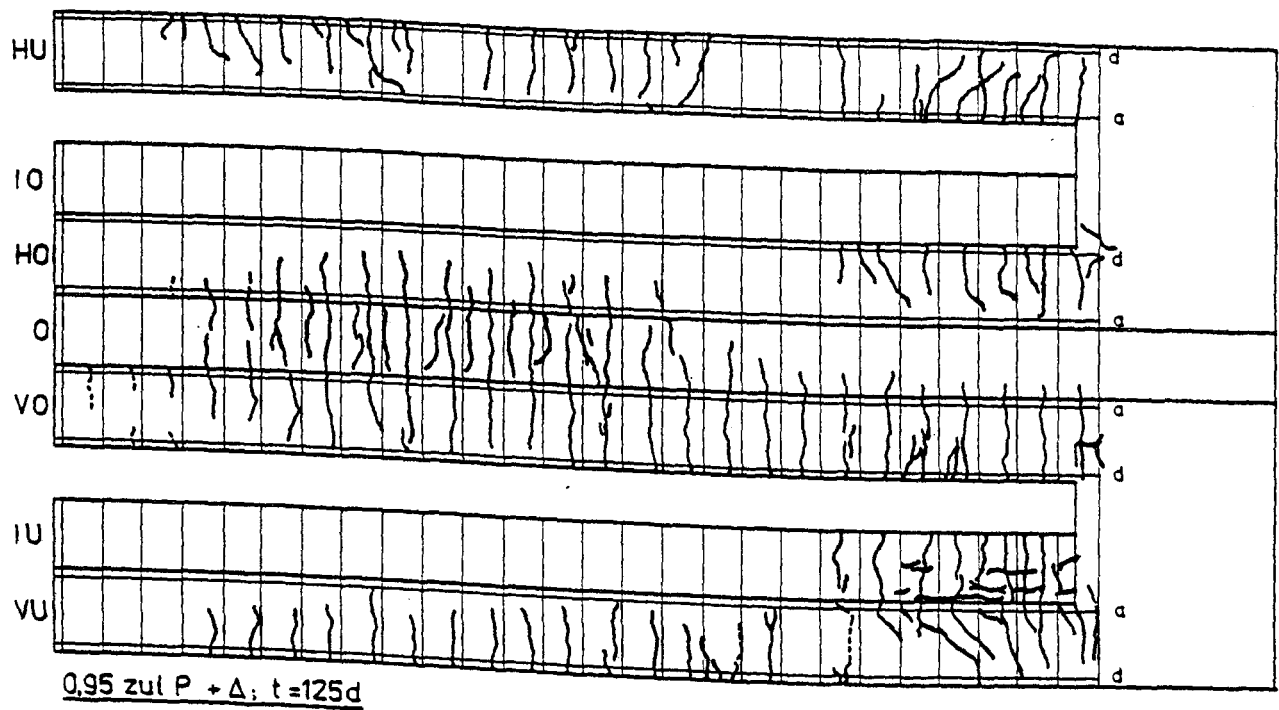


Bild 3/5.28: Rißbilder von Balken B IV am Ende der Dauerstandzeit und in Bruchnähe

B V $\mu_F = 1\%$, $\mu_E = 2\%$; $+\Delta$

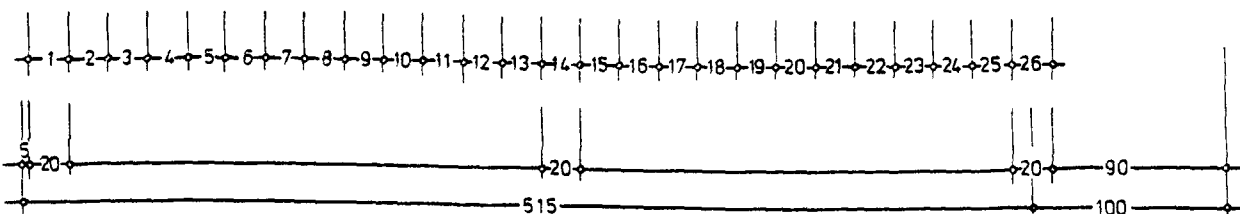
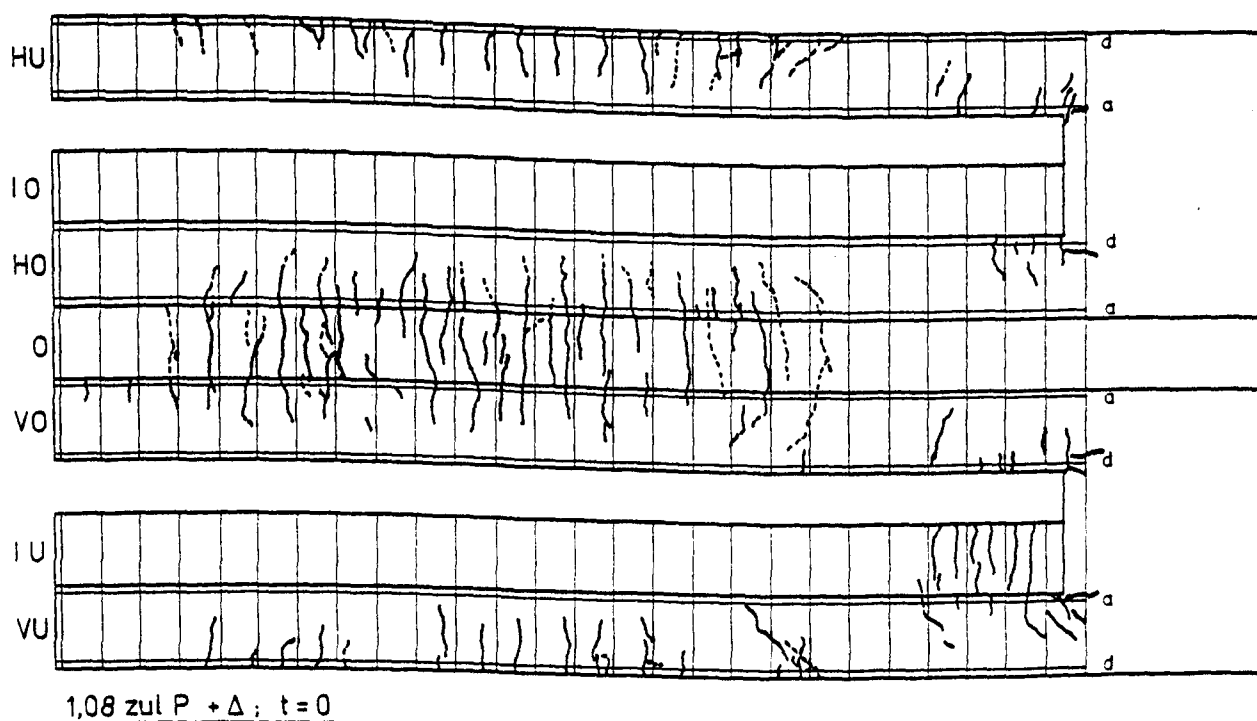
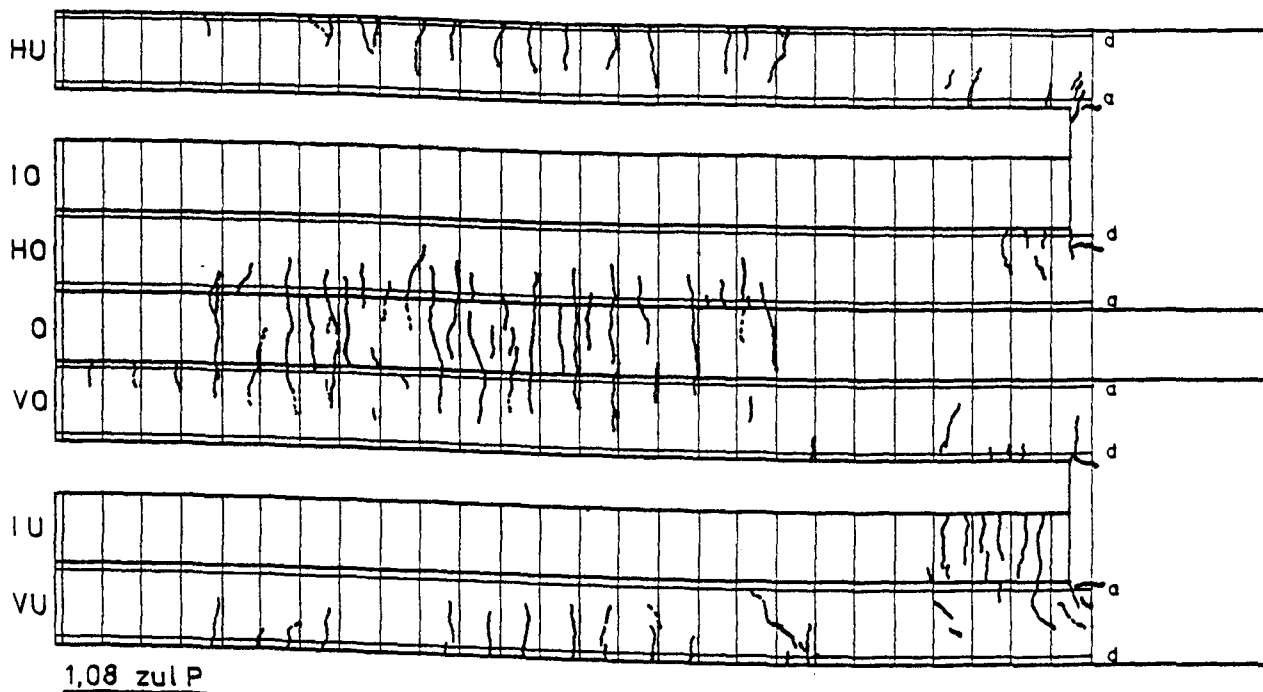


Bild 3/5.29: Rißbilder von Balken B V bei Gebrauchslast und unmittelbar nach Auflager-Verschiebung

B V $\mu_F = 1\%$; $\mu_E = 2\%$; $+\Delta$

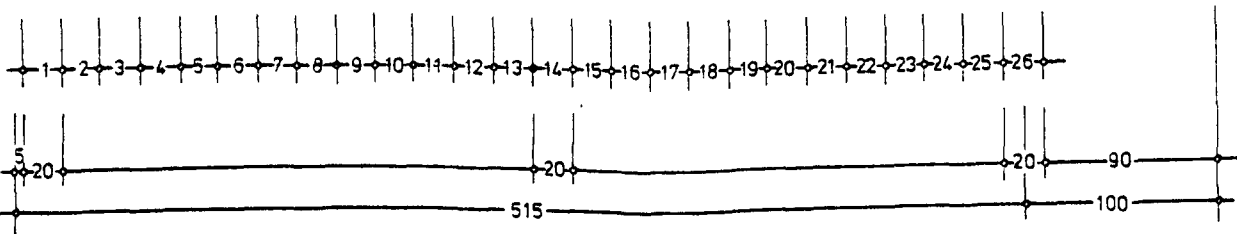
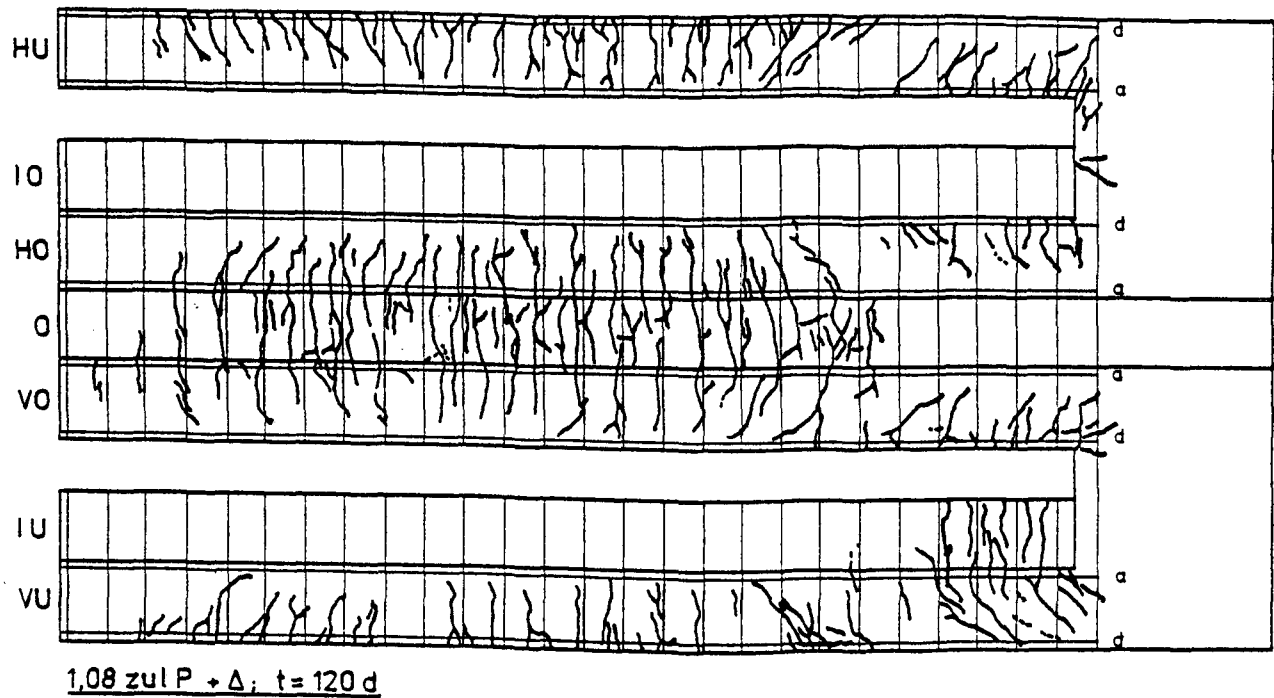


Bild 3/5.30: Rißbilder von Balken B V am Ende der Dauerstandzeit und in Bruchnähe

B VI $\mu_F = 1\%$; $\mu_E = 2\%$; $-\Delta$

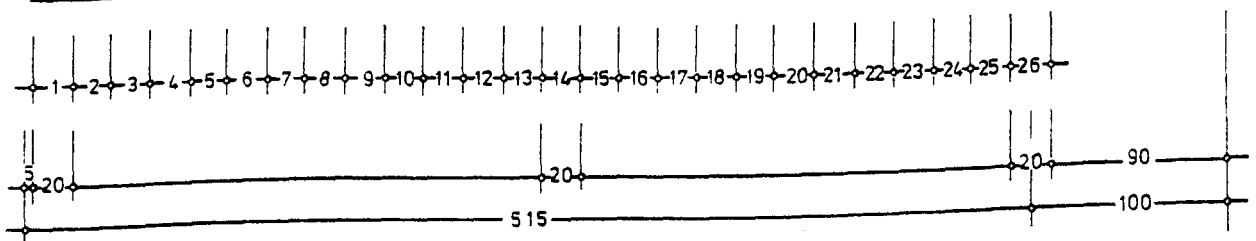
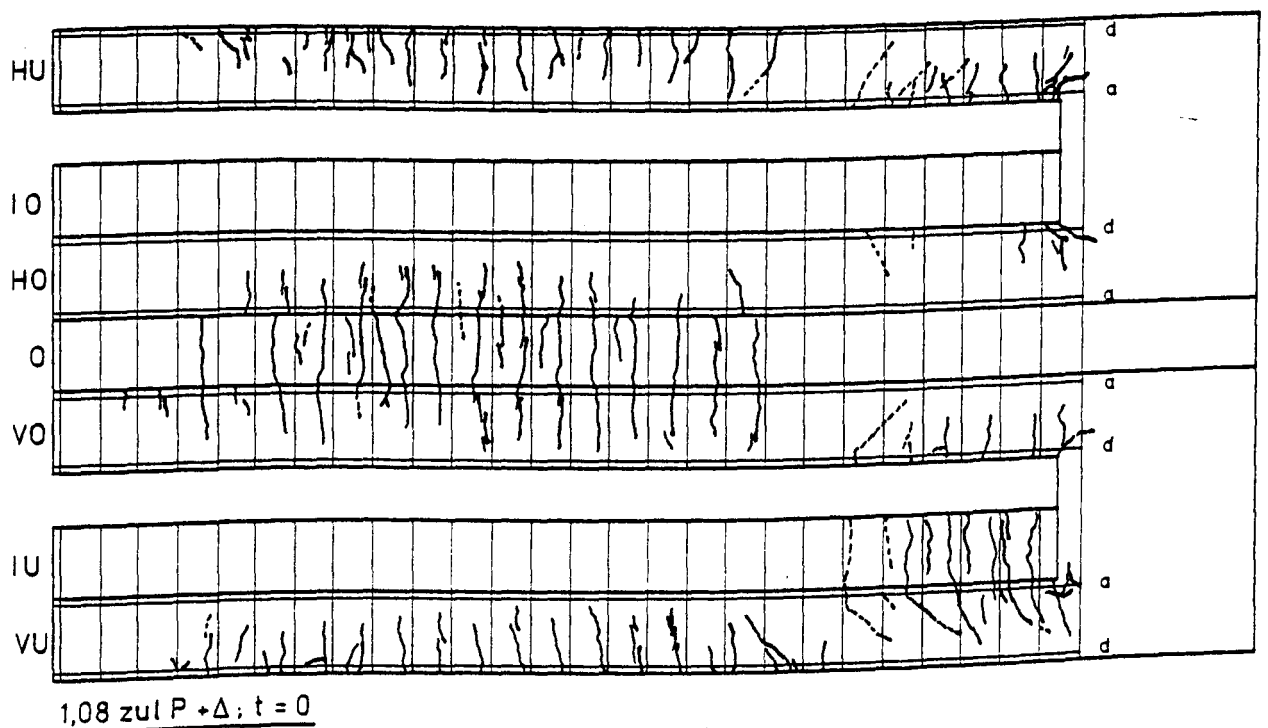
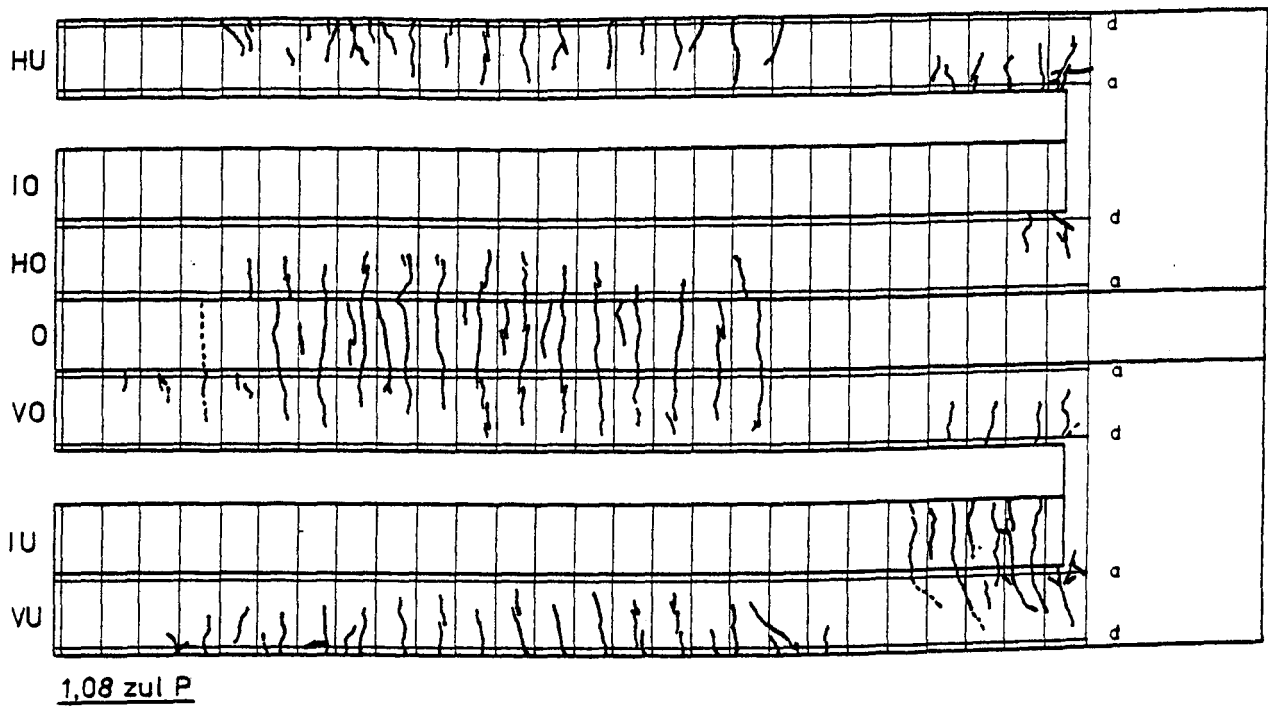


Bild 3/5.31: Reißbilder von Balken B VI bei Gebrauchslast und unmittelbar nach Auflager-Verschiebung

B VI $\mu_F=1\%$, $\mu_E=2\%$; $-\Delta$

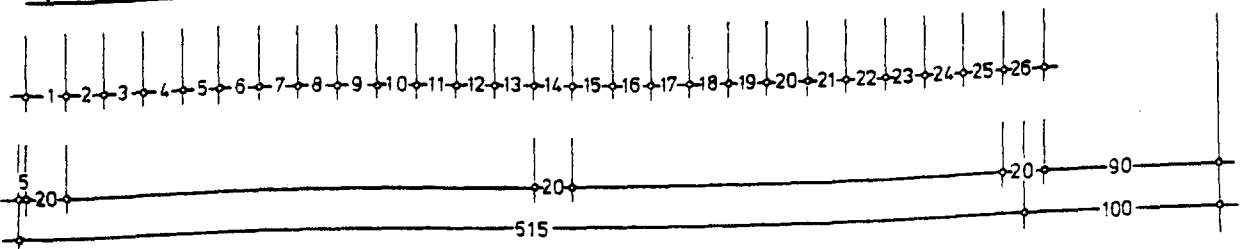
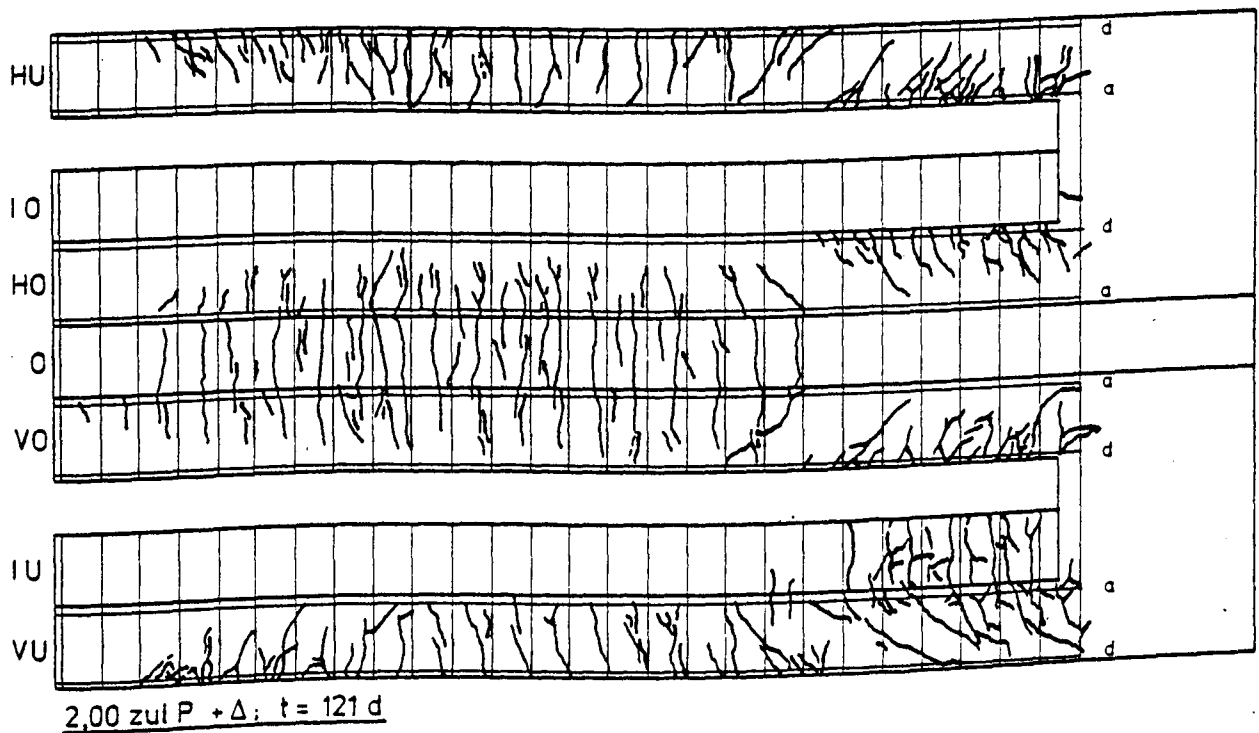
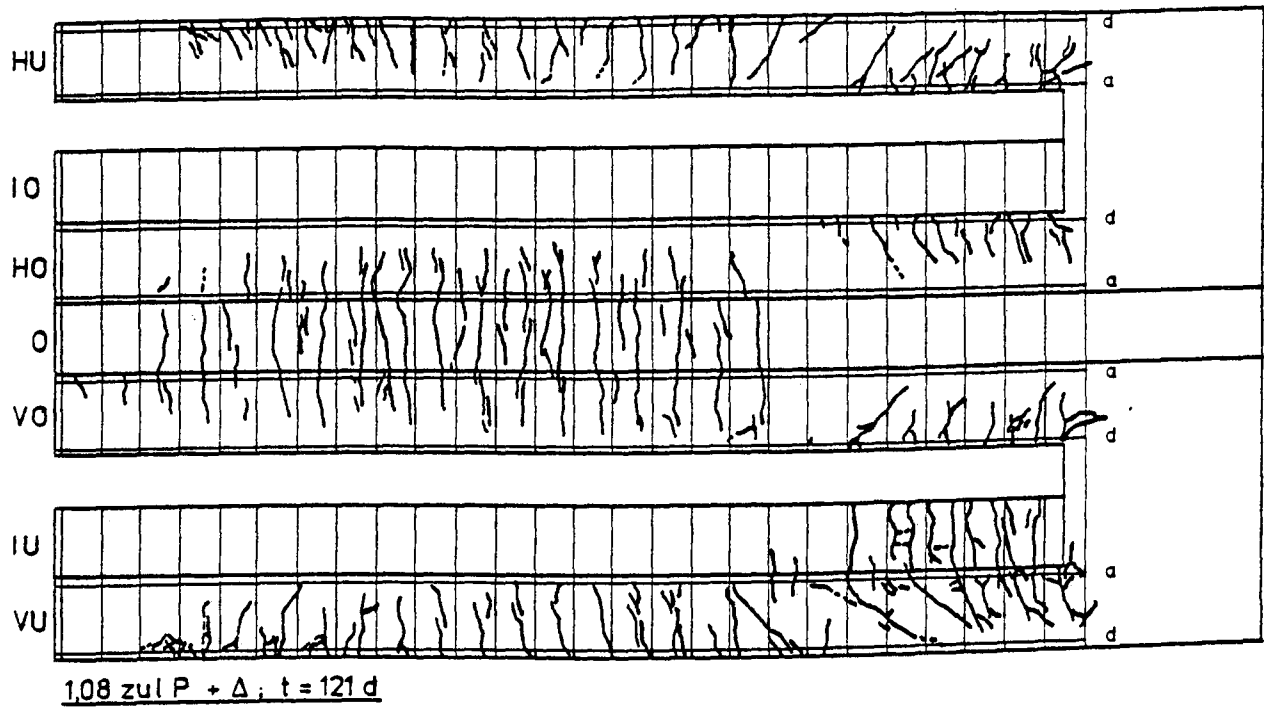


Bild 3/5.32: Rißbilder von Balken B VI am Ende der Dauerstandzeit und in Bruchnähe

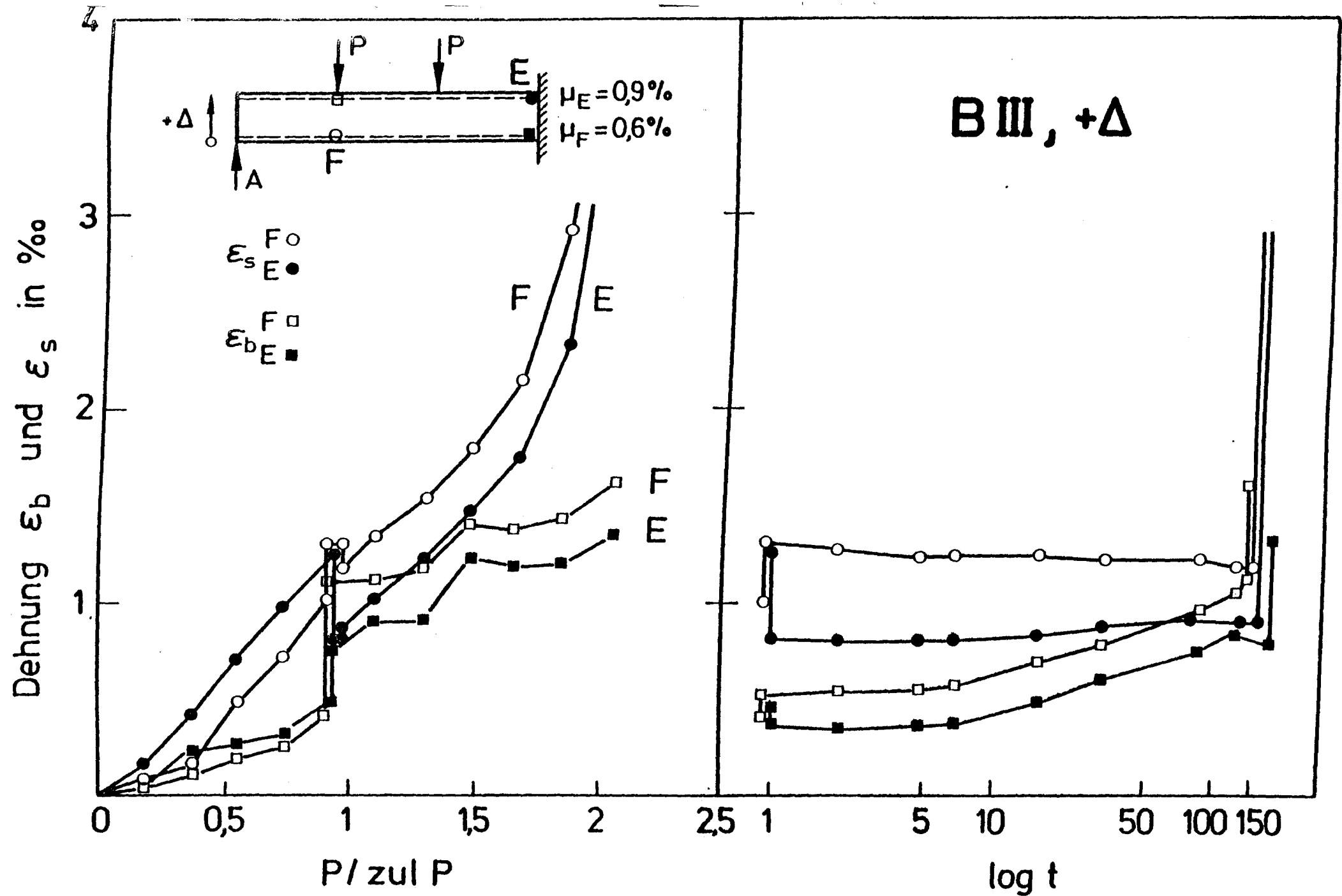


Bild 3/5.33: Stahl- und Betondehnungen in Hauptrißquerschnitten von Balken B III abhängig von Last und Zeit

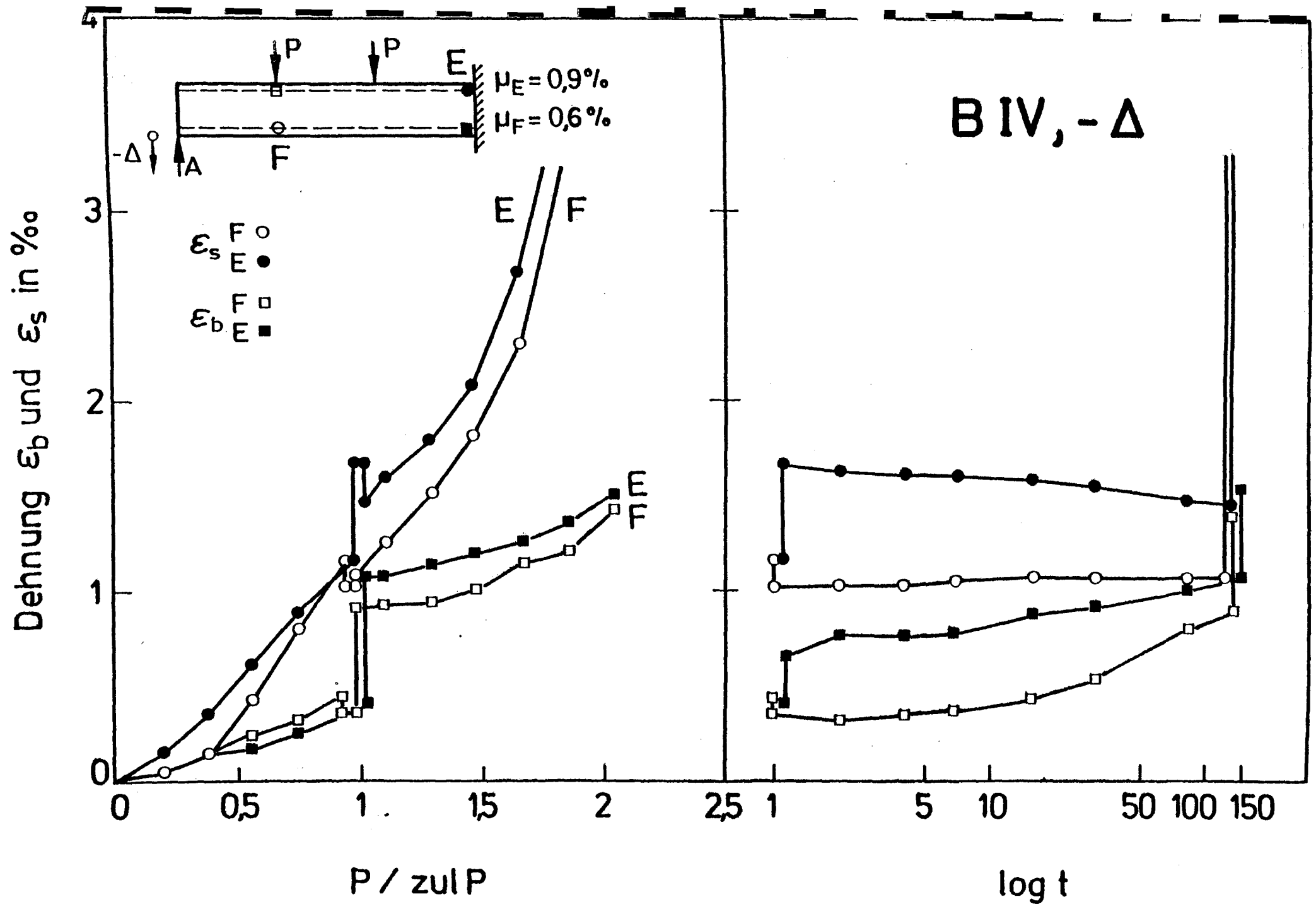


Bild 3/5.34: Stahl- und Betondehnungen in Hauptrißquerschnitten von Balken B IV abhängig von Last und Zeit

Dehnung ε_b und ε_s in ‰

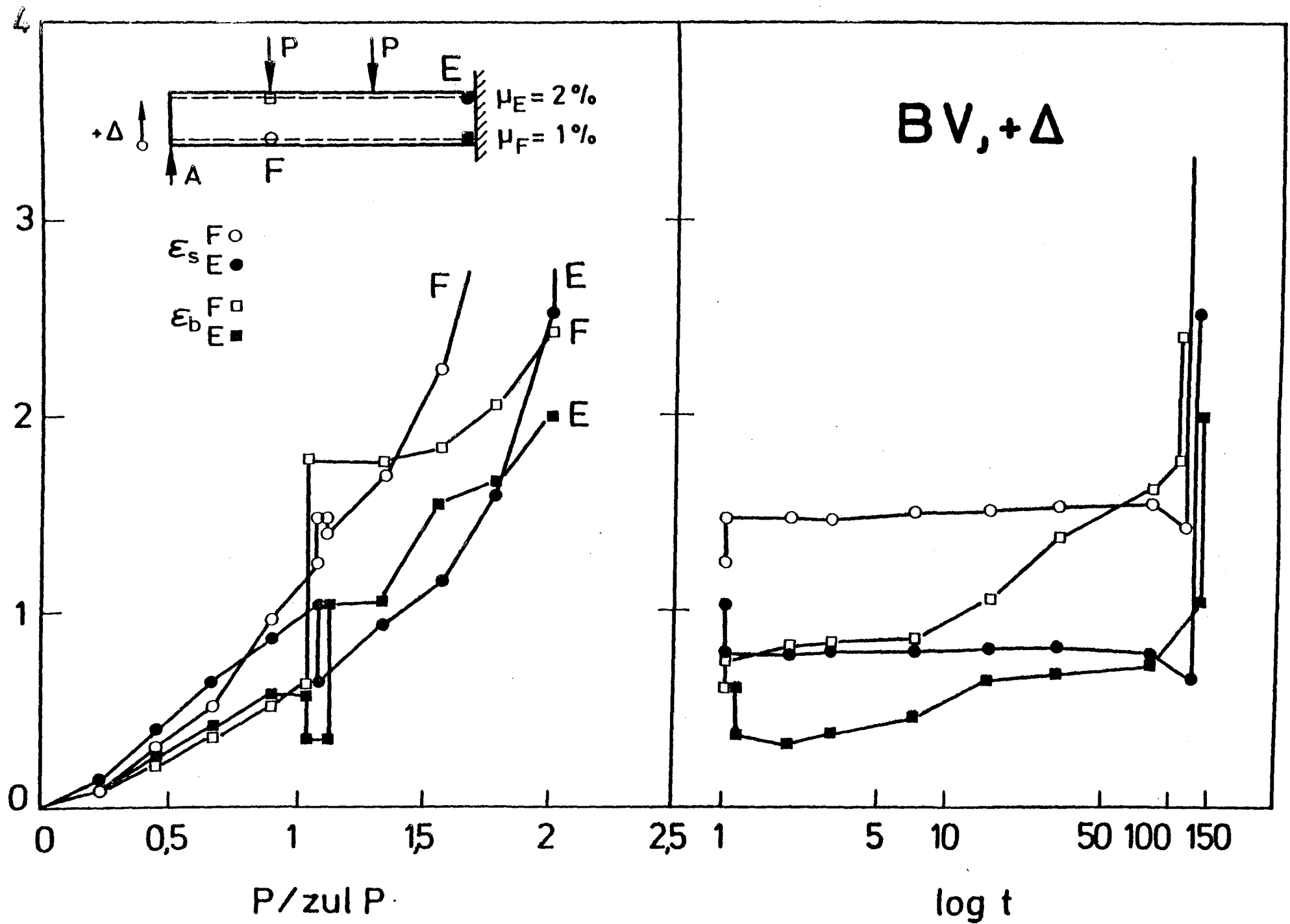


Bild 3/5.35: Stahl- und Betondehnungen in Hauptrißquerschnitten von Balken B V abhängig von Last und Zeit

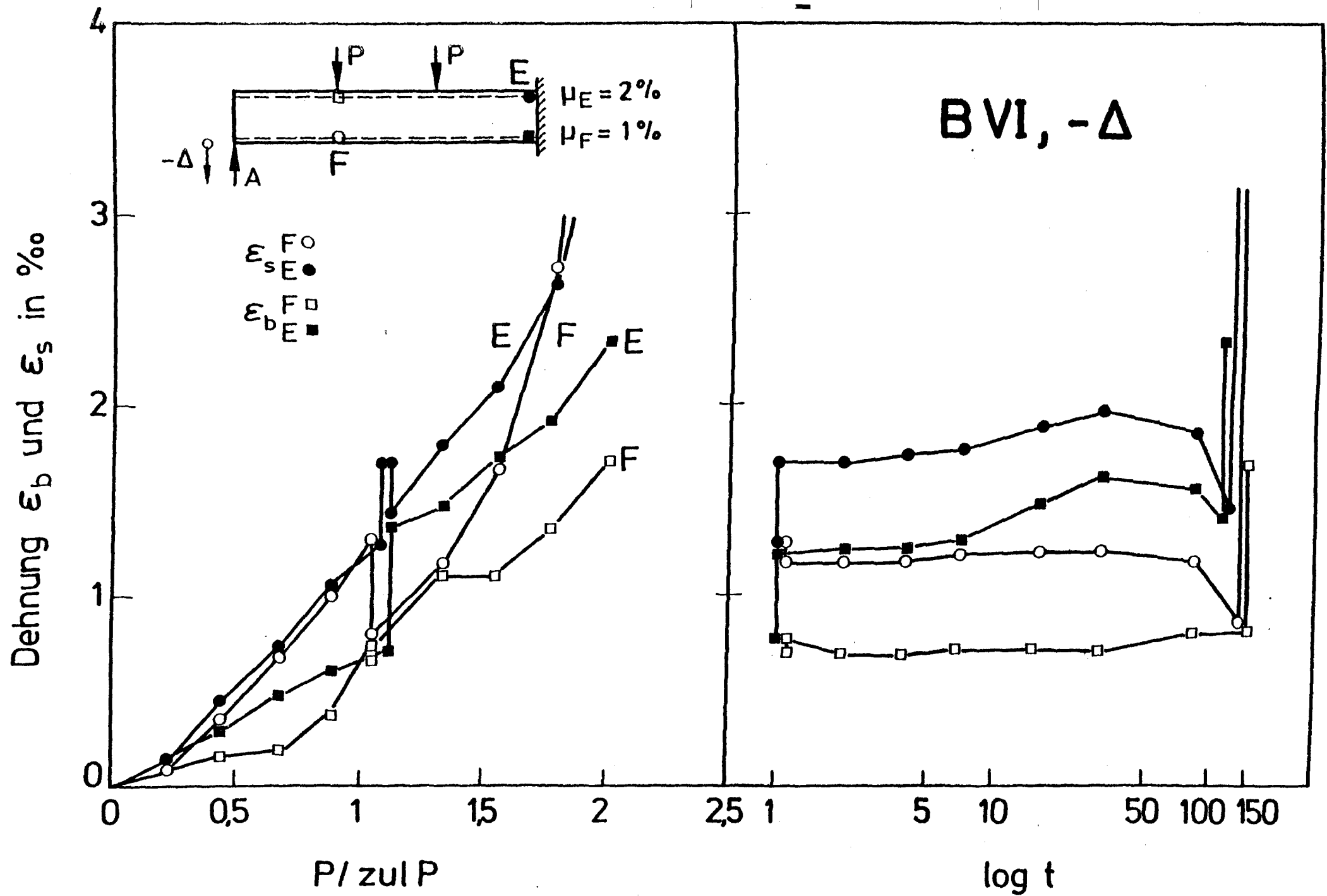


Bild 3/5.36: Stahl- und Betondehnungen in Hauptrißquerschnitten von Balken B VI abhängig von Last und Zeit

B III

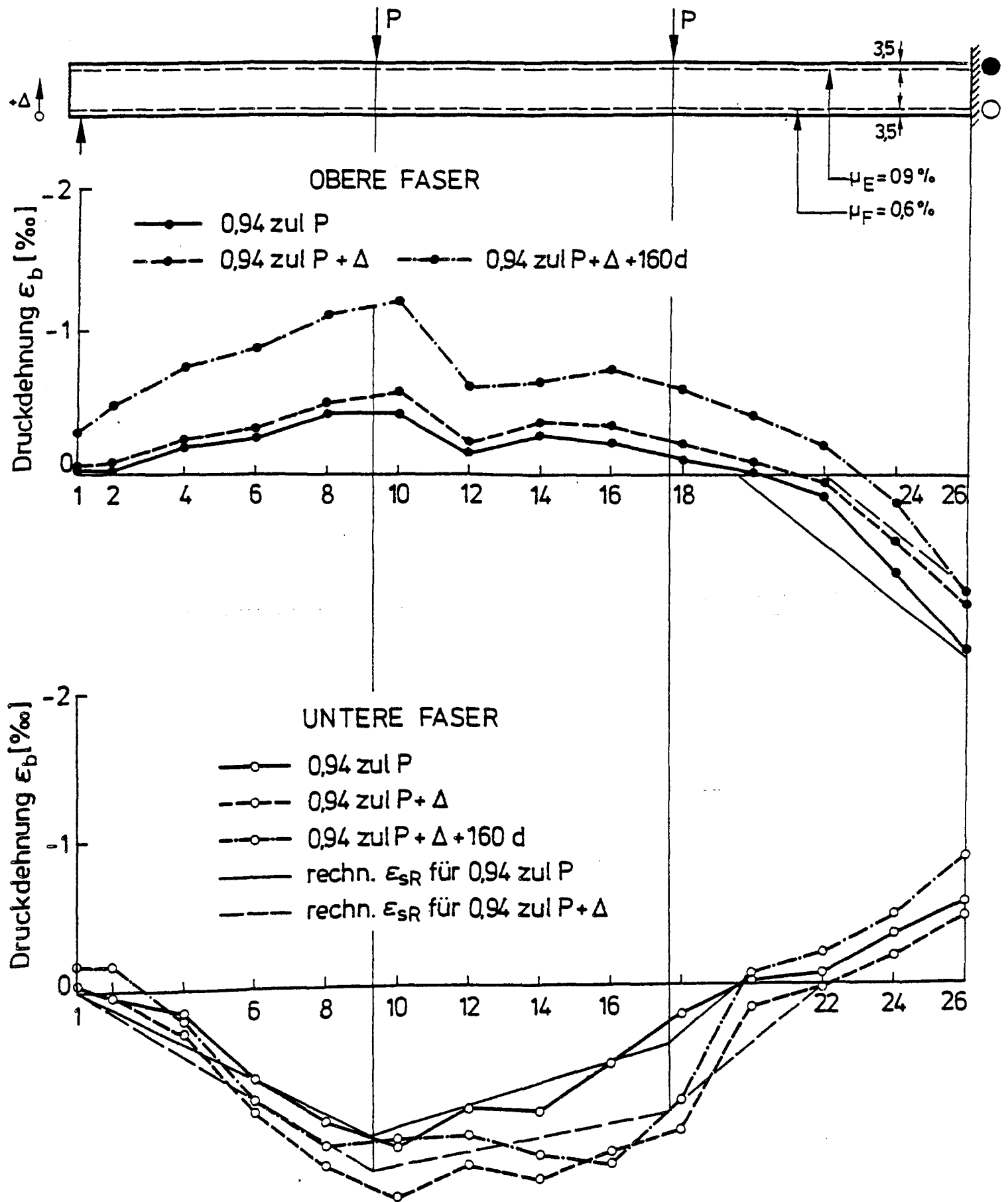


Bild 3/5.37: Betondehnungen von Balken B III entlang des Balkens für einige Laststufen

B IV

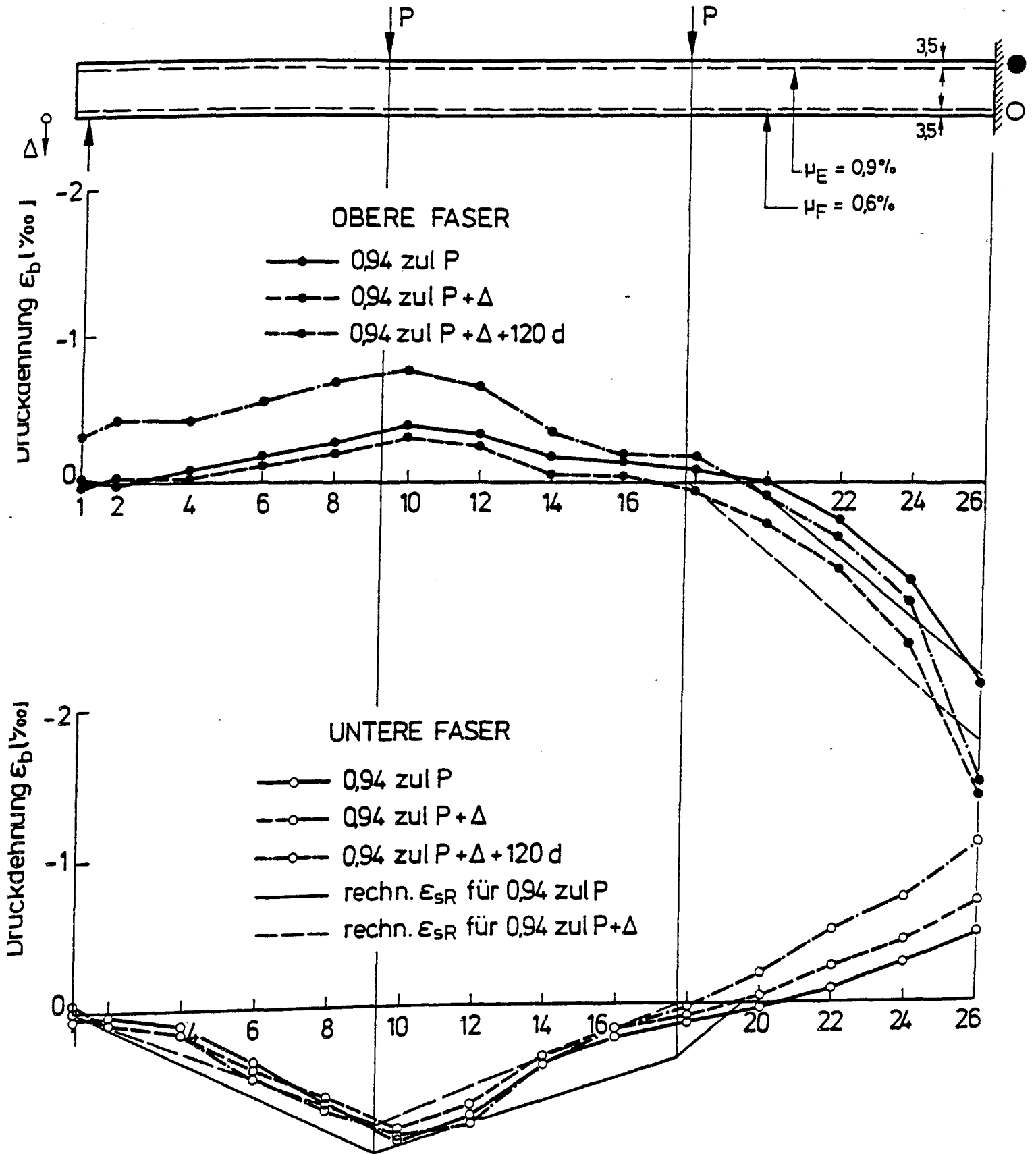


Bild 3/5.38: Betondehnungen von Balken B IV entlang des Balkens
für einige Laststufen

BV

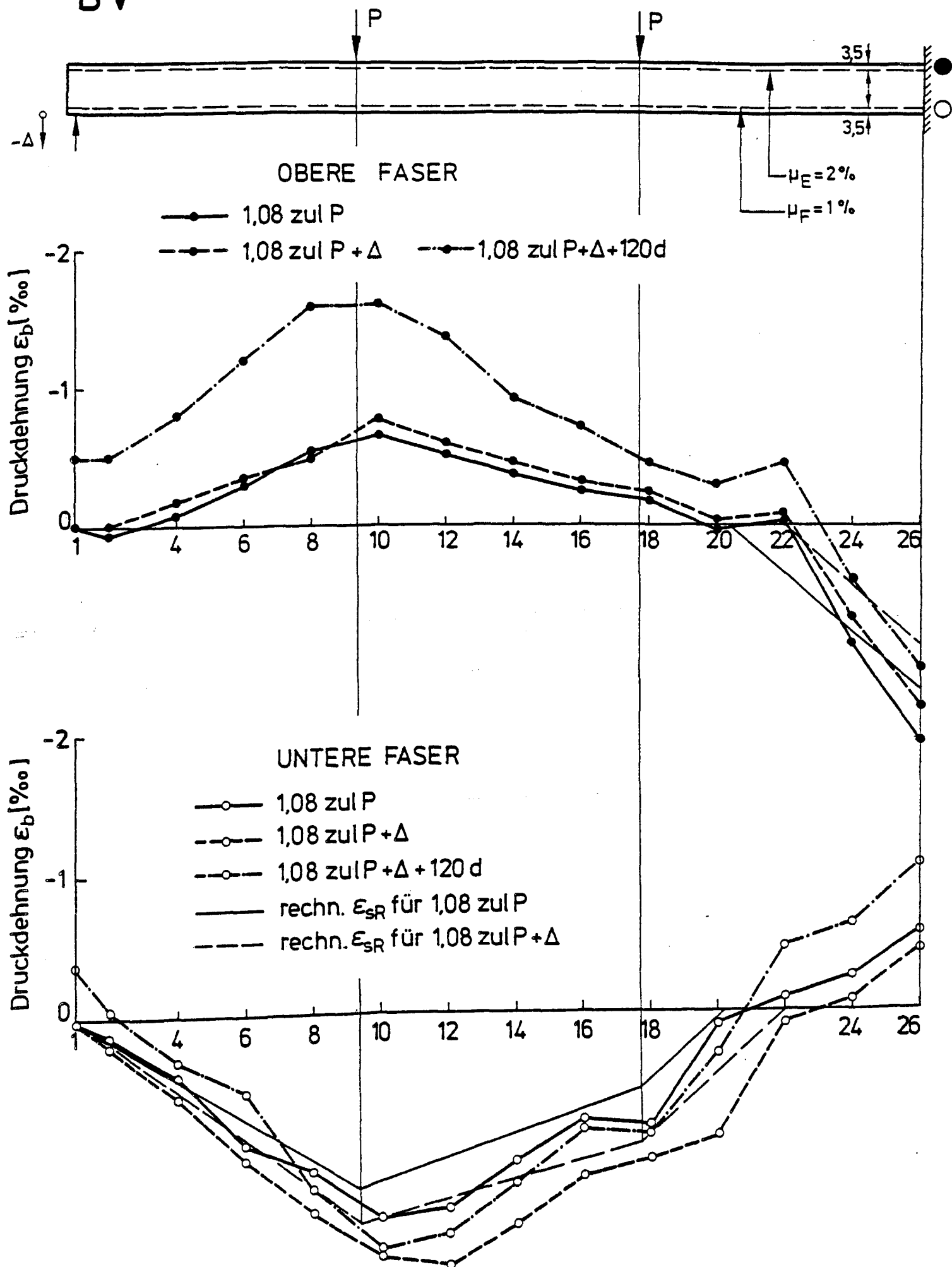


Bild 3/5.39: Betondehnungen von Balken B V entlang des Balkens für einige Laststufen

B VI

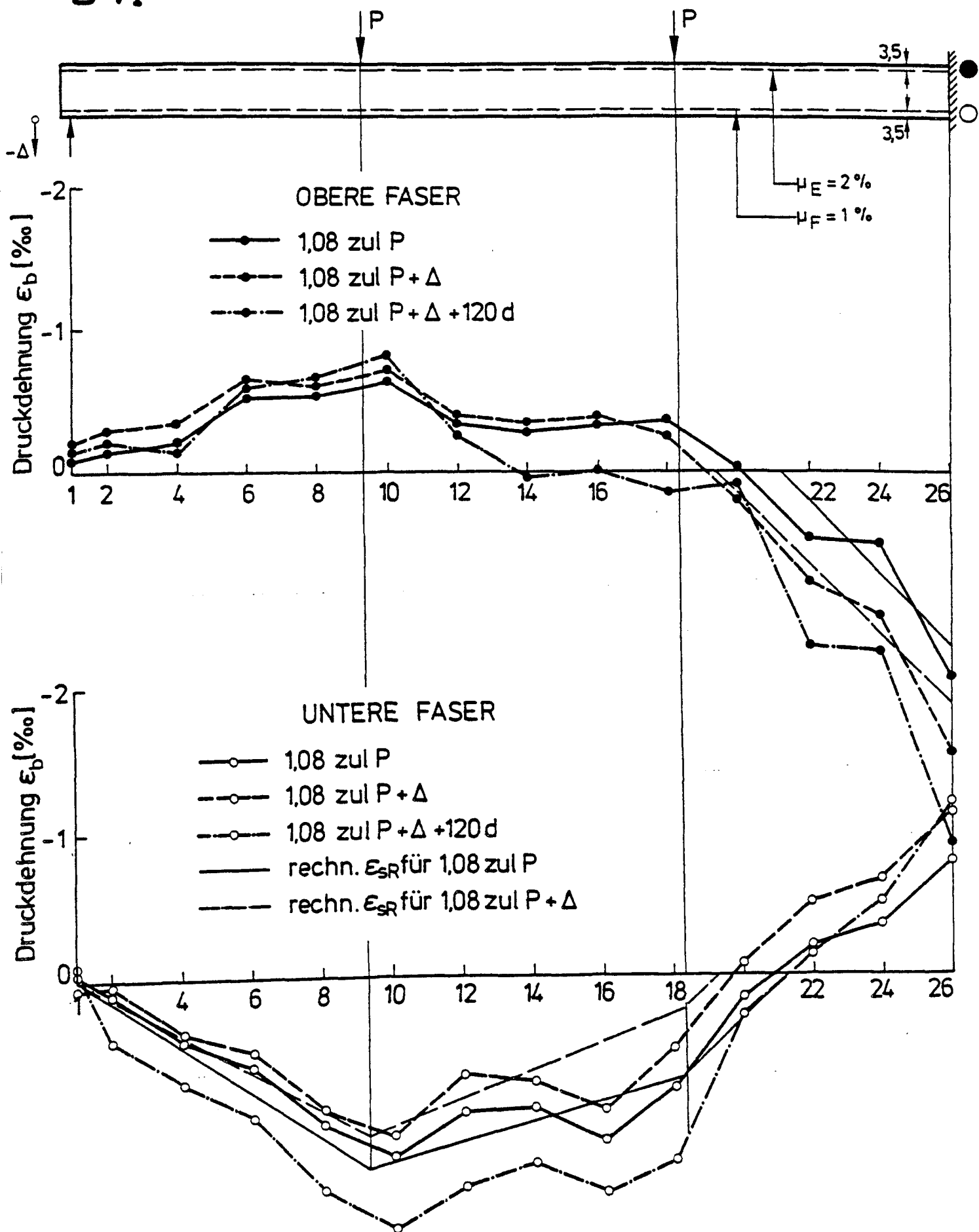


Bild 3/5.40: Betondehnungen von Balken B VI entlang des Balkens für einige Laststufen

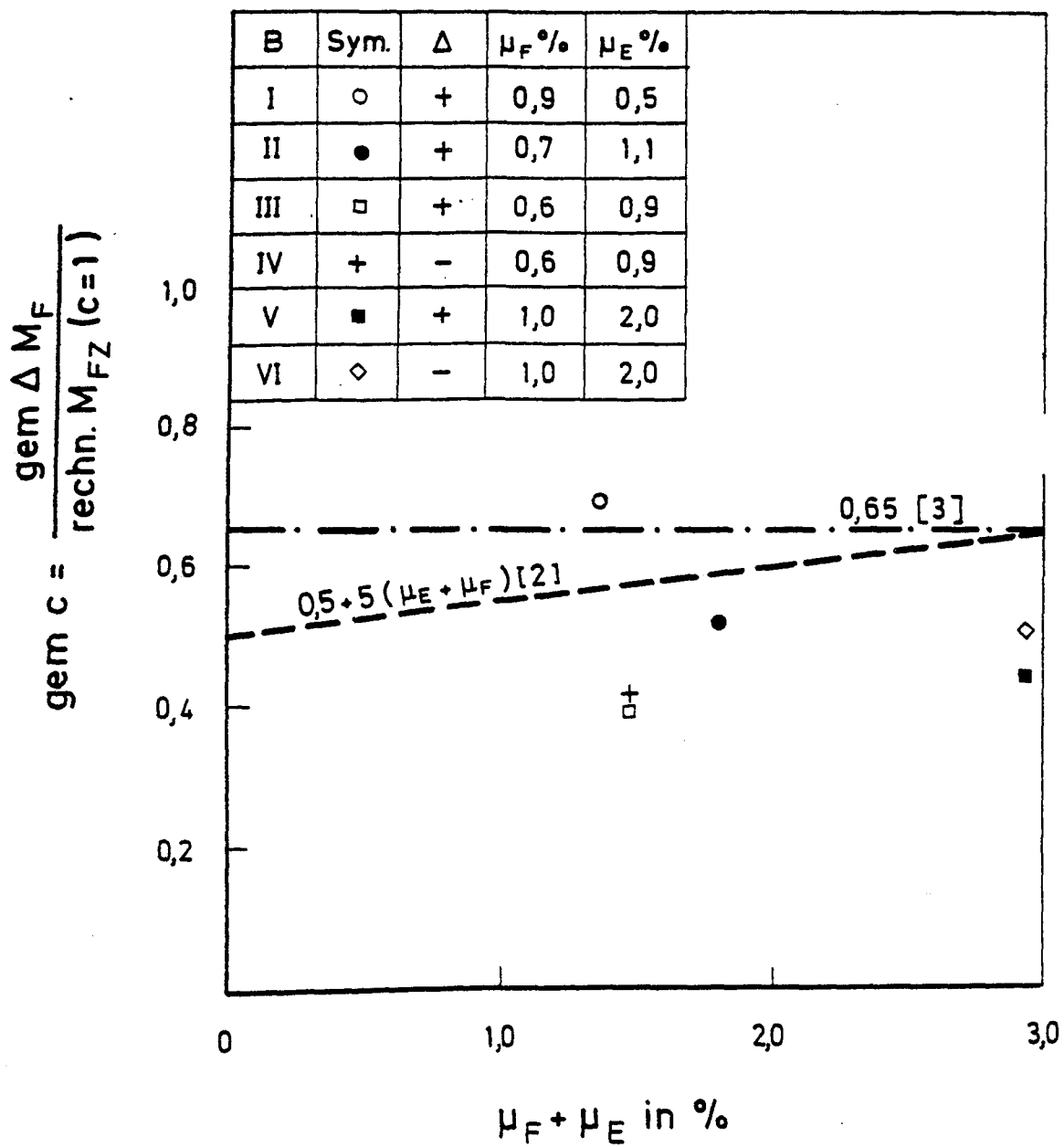


Bild 4.1: Rechnerische und gemessene Reduktionsbeiwerte der Biegesteifigkeit

17. Jan. 1983

17. Jan. 1983